

## **CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO**

### **1.1 El problema**

La Unidad Educativa San Jorge Nivel Primario de la provincia Cercado del departamento de Tarija, carece de infraestructura educativa suficiente en calidad y espacio para el nivel inicial y primario con la que se pueda atender las necesidades de la población estudiantil, puesto que en la actualidad la infraestructura existente, fue creada para atender un número menor de alumnos.

De acuerdo a la información obtenida por el responsable de la unidad educativa San Jorge, la población estudiantil fue creciendo en estos últimos años causando el hacinamiento de los estudiantes.

Las principales causas que originan el hacinamiento de estudiantes son:

- Aumento poblacional de la zona.
- La infraestructura actual de la unidad educativa San Jorge ha superado el límite de su capacidad.
- Las unidades educativas más cercanas se encuentran alejadas del lugar y no cuentan con los ambientes e infraestructura adecuada.

#### **1.1.1 Planteamiento**

En consecuencia, con el problema indicado líneas arriba se puede plantear como solución las siguientes alternativas:

- Transporte escolar a las unidades más cercanas.
- Ampliación de la unidad educativa San Jorge.
- Construcción de la Unidad Educativa San Jorge-Nivel Primario.

El municipio de la ciudad de Tarija y provincia Cercado a visto por conveniente la Construcción de la Unidad Educativa San Jorge- Nivel Primario, de manera que se pueda dotar a la población escolar de las zonas de influencia del proyecto, de mayor

comodidad, mejores condiciones de estudio, capacitando a los estudiantes en las áreas específicas de la educación formal humanística.

En este sentido el contar con los diseños estructurales, se constituye en un aporte valioso para coadyuvar en la solución de este problema.

### **1.1.2 Formulación**

En consecuencia, con el diseño arquitectónico en el perfil del proyecto se analizó las siguientes alternativas de planteo estructural:

a). - Alternativa 1:

Cubierta. - losa maciza de H°A°.

Encadenado superior H°A°.

Muros portantes (mampostería de ladrillo).

Entrepiso. - Losa maciza de hormigon.

Encadenado intermedio H°A°.

Muros portantes (mampostería de ladrillo).

Encadenado sobrecimiento inferior H°A°.

Cimiento corrido H°C°.

Obras complementarias. - Escaleras, juntas de dilatación y rampa.

b). - Alternativa 2

Cubierta. - Losa reticular o casetonada.

Estructura aporticada. - Contempla vigas y columnas de H° A°.

Entrepisos. - Losa reticular o casetonada.

Fundación. - Zapatas aisladas y zapatas combinadas.

Obras complementarias. - Escaleras, juntas de dilatación y rampa.

### **1.1.3 Sistematización**

Realizado el análisis de alternativas en la propuesta de proyecto de ingeniería civil se eligió la alternativa 2. Que contempla el diseño de:

Cubierta. - Losa reticular o casetonada.

Estructura aporricada. - Contempla vigas y columnas de H° A°.

Entrepisos. - Losa reticular o casetonada.

Fundación. - Zapatas aisladas y zapatas combinadas.

Obras complementarias. - Escaleras, juntas de dilatación y rampa.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 General**

- Realizar el diseño estructural de la “UNIDAD EDUCATIVA SAN JORGE-NIVEL PRIMARIO” (provincia Cercado), según Norma CBH-87, con aplicación del software computacional CYPECAD versión 2018.

### **1.2.2 Específicos**

- Realizar estudios de suelo y topográfico en la zona de emplazamiento.
- Analizar el comportamiento de la estructura ante distintas cargas analizadas según la norma CBH-87.
- Realizar el cálculo estructural manual de acuerdo a la Norma Boliviana CBH-87 y comprobar resultados con software computacional, CYPECAD versión 2018.
- Elaborar las especificaciones técnicas del diseño estructural.
- Realizar el presupuesto del diseño estructural.
- Determinar el plazo de ejecución.
- Plantear el cronograma de la obra.
- Elaborar los planos para poderlos ejecutar en obra.

### **1.3 Justificación**

Las razones por las cuales se elabora el diseño de proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

#### **1.3.1 Académica**

Se profundizarán los conocimientos adquiridos en el diseño estructural de edificaciones, analizando las estructuras de acuerdo a sus usos. Además, se propondrá soluciones a los distintos problemas que se presenten en el cálculo estructural basándose en el principio de ingeniería que son el análisis, cálculo y verificación.

#### **1.3.2 Técnica**

Deberá ser eficaz para el proceso constructivo, al espacio libre requerido, los costos de operación y mantenimiento, la ingeniería en el proyecto se dará de manera que, el cálculo estructural, (respetando todas las condiciones y parámetros que indique la Norma Boliviana del Hormigón CBH-87, para el diseño y dimensionamiento de losas, columnas, fundaciones, cimientos, vigas, escaleras y rampa), vaya de acuerdo con los planos arquitectónicos, cumpliendo las exigencias tanto pedagógicas como de confort.

#### **1.3.3 Social**

Mejorar la calidad de enseñanza-aprendizaje en la población estudiantil del Barrio San Jorge I y II con el diseño estructural de la unidad educativa, proporcionando unas instalaciones amplias donde se pueda albergar a todos los estudiantes de nivel primario.

#### **1.3.4 Ambiental**

El lugar de la estructura se desarrollará en un área verde propiedad de la alcaldía, lugar del terreno que no cuenta aún con mucha vegetación de manera que no se hará daño al medio ambiente.

Para evitar la pérdida de plantas y no ir contra la naturaleza, también se realizarán jardines y se plantará algunas palmeras de manera que sirvan también para los estacionamientos.

#### **1.4 Alcance del Proyecto**

Teniendo ya clara la idea de qué es lo que se pretende realizar, es de importancia definir el alcance y las limitaciones que tendrá nuestro estudio, para así poder encarar satisfactoriamente las actividades propuestas:

- El diseño estructural de todos los elementos de sustentación de La Unidad Educativa San Jorge Nivel Primario.
- Diseño de obras complementarias escaleras, juntas de dilatación y rampa.
- Elaborar las especificaciones técnicas.
- Realizar los cómputos métricos y el análisis de los precios unitarios del proyecto.
- Elaborar el cronograma de ejecución de actividades con la ayuda del programa MICROSOFT PROYECT 2010.
- Se presentará planos de detalles constructivos.
- No se realiza el cálculo de las instalaciones (agua potable, sanitaria, eléctrica), debido a que el proyecto está enfocado al diseño estructural, como prioridad.

#### **1.5 Aporte académico**

Análisis técnico y económico comparativo entre losas reticulares con casetones de aligeramiento perdidos y losas reticulares con casetones de aligeramiento recuperables.

## 1.6 Localización del proyecto

La Unidad Educativa que se desea diseñar estructuralmente se encuentra ubicada en la ciudad de Tarija – Cercado en el barrio San Jorge II, en las calles Luisa Silvetia y J La Faye; con las coordenadas siguientes. Latitud Sur:  $21^{\circ}55'392''$  y Longitud Oeste:  $64^{\circ}69'419''$  a una distancia de 3,54 km del centro de la ciudad aproximadamente.

**Figura N° 1.1 Imagen Satelital del Terreno**



Fuente: Internet (Google Earth Pro).

**Figura N° 1.2 Ubicación con Calles**



Fuente: Datos Generados por la Alcaldía.

### **1.6.1 Servicios Básicos Existentes**

#### **➤ Agua Potable**

En el lugar de emplazamiento como en el barrio San Jorge II la mayoría de las familias cuentan con el servicio de agua potable proporcionado por la empresa COSAALT (Cooperativa de Servicio de Agua y Alcantarillado Tarija) y tiene una cobertura de 98% en el Barrio llegando también al área del proyecto.

#### **➤ Alcantarillado**

En el barrio se cuenta con el servicio de alcantarillado sanitario y tiene una cobertura de un 100%.

#### **➤ Energía Eléctrica**

En el barrio se cuenta con este servicio de energía eléctrica, el cual es fundamental para realizar las distintas actividades tanto en el día y especialmente en la noche. El servicio de energía eléctrica es proporcionado por SETAR (Servicios Eléctricos Tarija).

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

En este capítulo se presenta el respaldo de la ingeniería del proyecto estableciendo normativas y metodología para los cálculos y el diseño estructural del proyecto.

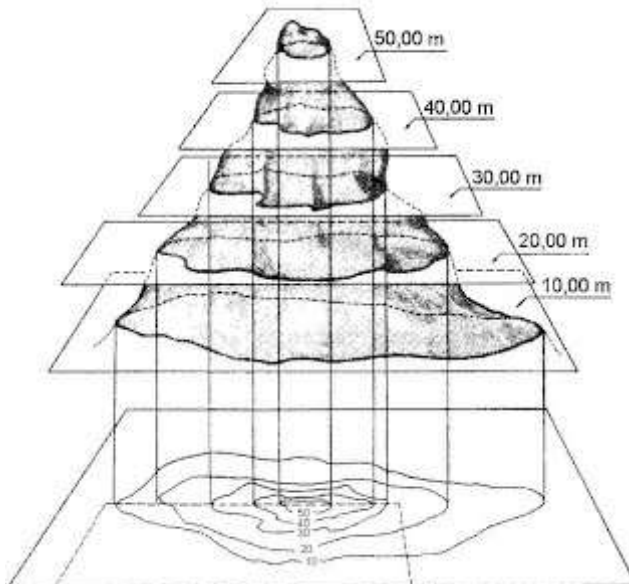
### 2.1 Levantamiento Topográfico

En cualquier proyecto de ingeniería se requiere la modificación del terreno original ya sea de poca o gran cantidad, de cualquier manera, es necesario hacer movimientos de suelo para determinar el volumen del material a fin de estimar el costo del movimiento del material y puntualizar las características del terreno 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 determinar 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, etc.

*Figura N°2.1 Curvas de nivel*



*Fuente: Internet.*



## **2.2 Estudio de Suelos**

El estudio de suelos es muy importante para obtener la tensión admisible del suelo ( $\text{kg/cm}^2$ ) ya que en base a ello y a la magnitud de la obra se determinarán el tipo y la profundidad de cimentaciones que se ejecutará en el diseño de la estructura.

### **Ensayo de Penetración Dinámica**

La muestra será extraída por medio de la cuchara partida (TERZAGHI) la misma permite ejecutar ensayos de penetración dinámica **S.P.T.** mediante la percusión con caída libre del martillo de 63,5 kg cada 76,2cm de altura registrándolos el número de golpes (N) necesario para un total de 30 centímetros.

### **Análisis Físico-Mecánico**

La relación de los ensayos es la siguiente: Distribución granulométrica, Humedad Natural y Límites de Consistencia. Finalmente, con los parámetros analizados y el número de golpes fue calculada la tensión admisible del suelo.

### **Granulometría**

Granulometría es la determinación de los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla que se encuentra en cierta masa de suelo.

El análisis granulométrico consiste en pasar el suelo por una serie de tamices, previo conocimiento del peso total de la muestra, la parte del suelo retenido por cada tamiz se calcula en forma individual con relación al peso total y seguidamente se determinan los porcentajes que pasan por cada tamiz.

### **Límites de Atterberg**

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

- a) **Límite Líquido.** - El límite líquido de un suelo es aquel contenido de humedad bajo el cual el suelo pasa de un estado plástico a un estado semilíquido. Para la determinación de este límite se maneja la cuchara de Casagrande.
- b) **Límite Plástico.** - Por plasticidad se entiende la propiedad que tiene el suelo de deformarse sin romperse.

Se amasan rollitos del suelo obteniendo un diámetro de 3 mm, aproximadamente y 10 cm de longitud, sin que presente signos de ruptura.

### **2.3. Diseño Arquitectónico**

El diseño arquitectónico es realizado considerando; la morfología, funcionalidad, estética; siendo el arquitecto quien aplicó su conocimiento.

Tomando en cuenta factores importantes en el diseño de una estructura que sea segura económica y funcional, por ese motivo el diseño arquitectónico contempla una estructura que de comodidad a los estudiantes para que puedan desarrollar sus conocimientos en un lugar agradable.

### **2.4. Idealización de la Estructura**

Teniendo en cuenta los tres factores principales para la idealización estructural los cuales son la topografía del lugar, estudio de suelos de fundación y la arquitectura del proyecto se puede realizar un análisis minucioso de las estructuras que contempla el proyecto como sigue a continuación:

#### **2.4.1. Sustentación de la edificación**

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

#### **2.4.2. Fundaciones**

Las fundaciones o cimentaciones de una estructura están en función principalmente del tipo de suelo de fundación, el cual según los análisis de campo tanto como los de

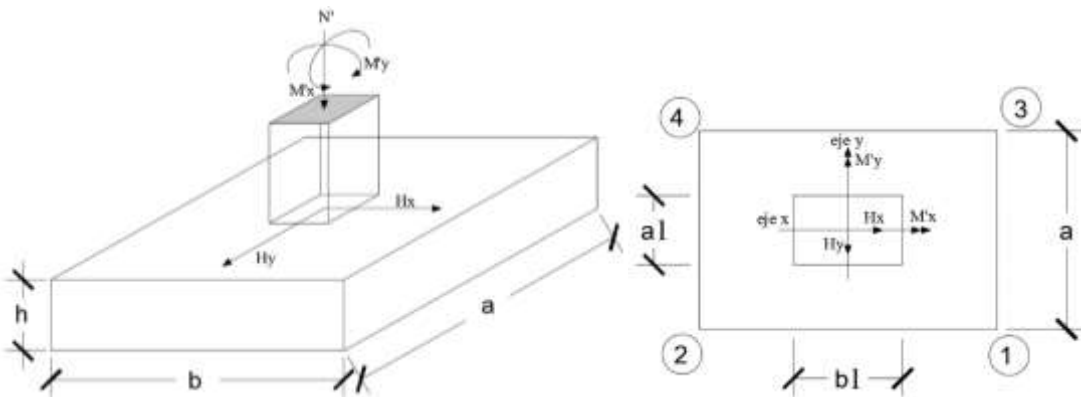
laboratorio hacen conocer el tipo o la dureza del suelo, por lo tanto, se establece que tipo de fundación es apropiada.

### Zapata aislada

Las zapatas aisladas son más económicas puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de fundación son reducidos a comparación de una losa de cimentación.

En este caso las zapatas serán con base cuadrada, las armaduras se distribuirán uniformemente en las dos direcciones a los lados de la base.

*Figura N° 2.2 Idealización de la fundación*



*Fuente: Internet.*

## 2.5 Diseño Estructural

El diseño estructural está de acuerdo a la idealización de la estructura, tomando en cuenta los materiales de construcción que se emplean.

### 2.5.1 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 la 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 sollicitaciones combinadas en una sola pieza.

## Hormigones

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.

### 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:

*Tabla 2.1 Hormigones Según su Resistencia en Mpa*

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

*Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.*

Dónde: 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 coqueras.

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:

*Tabla 2.2 Asentamientos Admisibles*

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

*Fuente: 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:  $\alpha = 1,1 \times 10^{-5}$ , por grado centígrado.

## Aceros

### Generalidades

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

- Barras lisas.
- Barras corrugadas.
- Mallas electro soldadas.

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

### Características Geométricas

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

*Tabla 2.3 Diámetros y Áreas de Barras Corrugadas*

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

*Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.*

### Características mecánicas

Las barras empleadas en el diseño de hormigón armado deben ajustarse a la característica mecánica de límite de fluencia de 5000 kg/cm<sup>2</sup>.

## Adherencia entre Hormigón y Acero

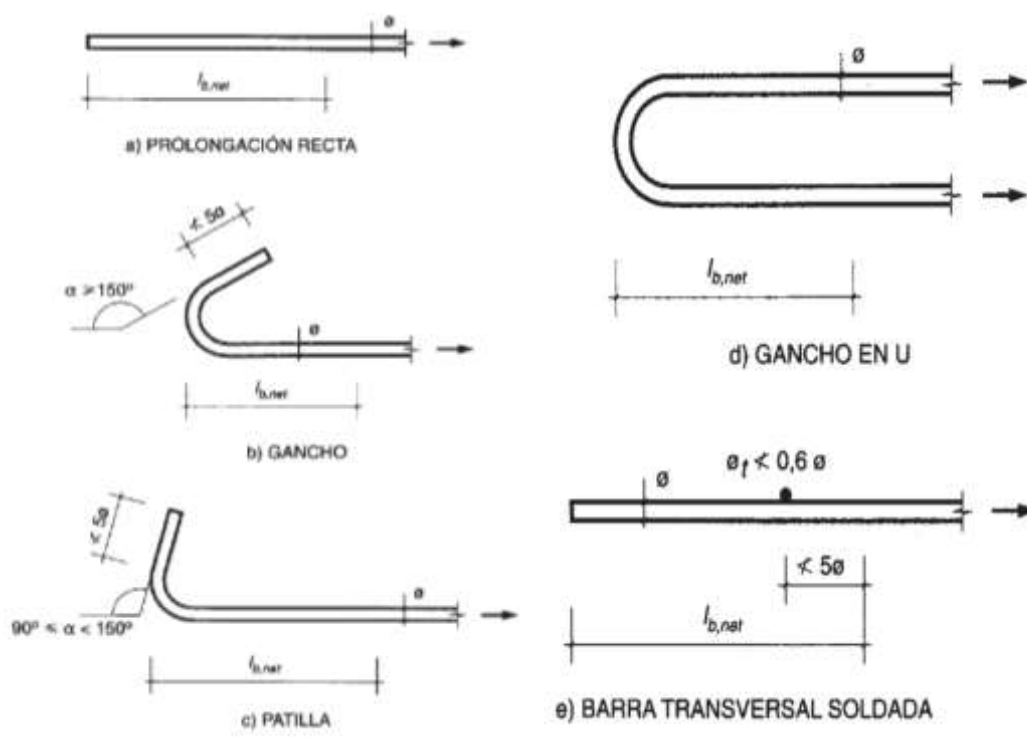
La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: el de asegurar el anclaje de las barras y el de transmitir las tensiones tangenciales periféricas que aparecen en la armadura principal, como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

### Armaduras

#### Anclaje

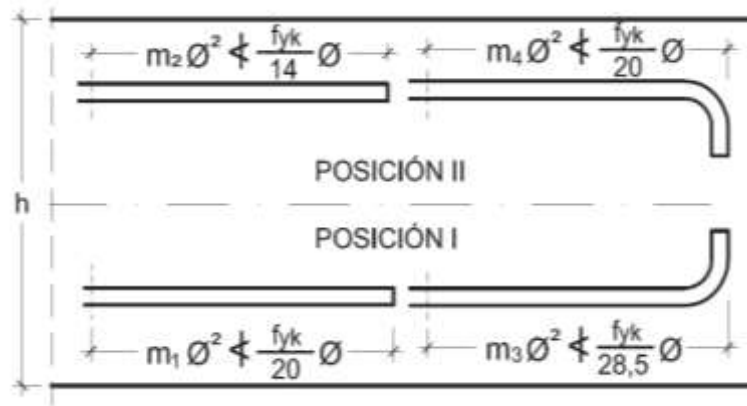
Los anclajes extremos de las barras se hacen por gancho, patilla, prolongación recta, o cualquier otro procedimiento, garantizado por la experiencia y que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón, sin peligro para el mismo.

Figura N° 2.3 Formas de Anclajes



Fuente: Hormigón Armado de Pedro Jiménez Montoya (15ª Edición).

**Figura N° 2.4 Longitud de Anclaje en Centímetros ( $\emptyset$  en centímetros)**



**Fuente:** Hormigón Armado de Pedro Jiménez Montoya (15ª Edición).

**Tabla 2.4 Longitudes de anclaje para barras corrugadas aisladas valores de los coeficientes  $m$**

Hormigón $f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Acero B 400 S y B 400 SD				Acero B 500 S y B 500 SD			
	$m_1$	$m_2$	$m_3$	$m_4$	$m_1$	$m_2$	$m_3$	$m_4$
20	14	20	10	14	19	27	13	19
25	12	17	8	12	15	21	11	15
30	10	14	7	10	13	18	9	13
35	9	13	7	9	12	17	9	12
40	8	12	6	8	11	16	8	11
45	7	11	5	7	10	15	7	10
50	7	10	5	7	10	14	7	10

**Fuente:** Hormigón Armado de Pedro Jiménez Montoya (15ª Edición).

### Empalmes

Los empalmes pueden realizarse por traslape 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**

La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda los valores que se indican a continuación:

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

**Distancia a los Paramentos.** - 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 como 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.

**Tabla2.5 Recubrimientos Mínimos**

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

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

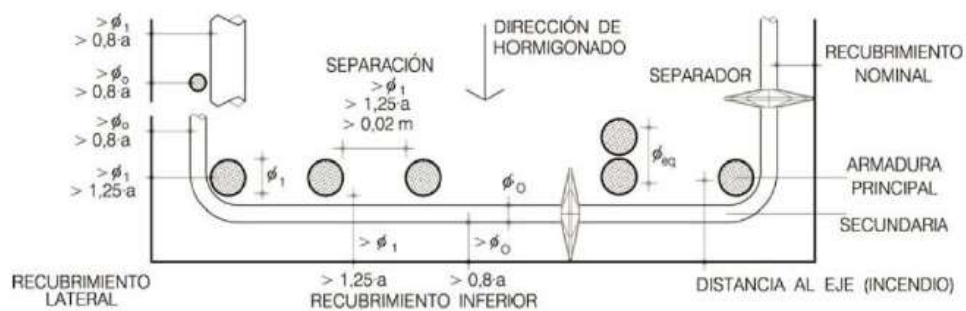
### Aplicación en el caso de secciones rectangulares

Los recubrimientos y separación de armaduras, a efectos de durabilidad, los elementos hormigonados en obra se deben considerar para una vida útil de 50 años, al menos, donde a es el T.M. de los áridos.

**Tabla2.6 Recubrimientos en el caso de secciones rectangulares a efecto de durabilidad**

Ambiente I, interior de edificios:	15 mm
Ambiente IIa, hormigón pretensado de forjado sanitario	15 mm
cimientos: - contra encofrado	20 mm
- contra terreno	70 mm
Ambiente II b, hormigón visto a la intemperie:	25 mm
Ambiente III a, hormigón visto en zonas costeras:	30 mm
Ambiente IV, vasos de piscina vistos:	35 mm

NOTA: Más recubrimiento juega desfavorablemente en el ancho de fisura, por lo que no conviene incrementarlo sin justificación, sobre todo en el caso de armaduras traccionadas.



Fuente: Norma Española EHE.

## Doblado de las Armaduras

Los doblados de la armadura deben comprobar las características plásticas del acero, en las piezas de hormigón armado las barras deben doblarse con radios más amplios de los utilizados en dicho ensayo, (para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona del codo). En este sentido conviene advertir que las tracciones transversales que tienden a desgarrar el hormigón suelen ser más peligrosas que las compresiones originadas directamente por el codo.

Las operaciones de doblado deben efectuarse en frío y a velocidad moderada.

**Tabla 2.7 Diámetro Mínimo de Doblado de Barras**

Clase de barras corrugadas	Ganchos y patillas		Barras levantadas o curvadas	
	Diámetro de la barra $\varnothing$		Diámetro de la barra $\varnothing$	
	< 20 mm	$\geq 20$ mm	$\leq 25$ mm	> 25 mm
B 400 S y B 400 SD	4 $\varnothing$	7 $\varnothing$	10 $\varnothing$	12 $\varnothing$
B 500 S y B 500 SD	4 $\varnothing$	7 $\varnothing$	12 $\varnothing$	14 $\varnothing$

**Fuente:** Hormigón Armado de Pedro Jiménez Montoya (15ª Edición).

## Estados límites últimos

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites últimos, son los siguientes:

- Coeficiente de minoración del acero..... $\gamma_s = 1,15$
- Coeficiente de minoración del hormigón..... $\gamma_s = 1,50$
- Coeficiente de ponderación de las acciones:
- De efecto desfavorable.....  $\gamma_{fg} = \gamma_{fq} = 1,60$
- De efecto favorable permanente.....  $\gamma_{fg} = 0,90$
- De efecto favorable variable.....  $\gamma_{fq} = 0$

## Coefficientes 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 la tabla.

**Tabla2.8: Coeficientes de Minoración**

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,10
En el caso de las piezas hormigonadas en vertical, la resistencia del proyecto del hormigón deberá, además, minorarse en un 10 %.			
(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor de 15 MPa.			
(2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.			

**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

**Tabla2.9: Coeficientes de Ponderación de las Acciones**

Coefficiente básico	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 accidente	Minimos y exclusivamente materiales	- 0,10
		Medios	0
		Muy importantes	+ 0,20

**Fuente:** Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado.

## Acciones Sobre la Estructura

### Acciones Permanentes

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

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

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

### **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.

**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:

$$W = C \cdot P$$

Donde:

C=Coeficiente eólico, positivo para presión o negativo para succión.

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:

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

Donde:

V=Velocidad del viento (m/s).

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

### **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:**

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

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

#### **Estados Límites de Servicio:**

$$\text{HIPÓTESIS I } G + Q$$

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

Donde:

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 sísmica.

W: Valor característico de la carga del viento.

#### **2.5.2. Cubierta de losa**

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, ya sea de concreto armado o de materiales prefabricados, de sección transversal rectangular llena o con huecos de poco espesor y abarca una superficie considerable del piso. Sirven para conformar pisos y techos en una estructura y se apoyan en las vigas o muros, pueden tener uno o varios tramos continuos. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

## **Losa reticulada**

Son placas constituidas por nervios unidos monolíticamente a una losa de compresión, estas llevan nervios que rigidizarían en dos direcciones construyendo una retícula.

Dimensionamiento:

El dimensionamiento de la losa debe de cumplir ciertos límites que nos dice la norma:

- El ancho de nervios no será inferior a los 7cm, ni a la cuarta parte del canto de la placa medido, sin tener en cuenta la capa de compresión.
- En las losas reticuladas con bloques aligerantes permanentes, la capa de compresión no será inferior a los 3cm.
- Como relación canto/luz, se utilizará, como mínimo para las losas reticuladas 1/28.
- La separación entre la luz libre de los nervios no deberá sobrepasar los 100cm.

## **Diseño a flexión**

Una vez comprobadas las dimensiones de la losa y calculadas algunas de las propiedades geométricas, nos referimos a las tablas de cálculo de las losas reticulares, que son una variante de las tablas de cálculo para losas utilizadas por el CBH 87, que nos permitirán calcular los momentos por metro que actúan en las diferentes secciones.

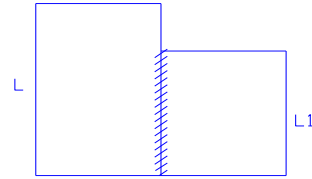
## **Disposición de empotramiento en forjado reticular**

Los momentos de empotramiento perfecto se presentan cuando la placa va unida a una pieza de gran rigidez. Contrariamente si la pieza va unida a una pieza de rigidez reducida se la denomina empotramiento elástico.

Se dice que un forjado está empotrado cuando tiene continuidad de forjados y cumplen las siguientes directrices.

Si:  $L_1 > \frac{2}{3} \cdot L$  Se considera empotrado

$L_1 \leq \frac{2}{3} \cdot L$  Se considera apoyo simple



- Los contornos externos de losas se consideran apoyadas.

- Si hay desnivel en losas, estas se consideran apoyadas.

Si:  $L < 1\text{m}$  Se considera apoyada.

$L \geq 1\text{m}$  se considera empotrada.

### 2.5.3. Pórticos

#### 2.5.3.1. Estructura de sustentación vigas

##### Diseño a flexión simple

- Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad  $\gamma_s = 1,6$  de acuerdo con la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

$$M_d = \gamma_s \cdot M$$

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

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

Dónde:

$b_w$  = ancho de la viga.

$d$  = Canto útil de la sección de la viga.

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

- De este modo el valor del momento reducido ( $\mu_{lim}$ ), es dependiente del tipo de acero utilizado.

Si:  $\mu_{lim} \geq \mu_d$  no necesita armadura a compresión solo de tracción.

$\mu_d \geq \mu_{lim}$  necesita armadura a compresión y armadura de tracción.

**Tabla2.10 Valores Limites**

$f_y(kp/cm^2)$	2200	2400	400	4200	4600	5000
$f_{yd}(kp/cm^2)$	1910	2090	3480	3650	4000	4350
$\epsilon_{lim}$	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
$\mu_{lim}$	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
$w_{lim}$	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

*Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.*

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

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

**Tabla2.11 Tabla Universal para Flexión Simple o Compuesta**

$\delta$	$\mu$	w	DOMINIO 2
0.0891	0,03	0.031	
0.1042	0,04	0.0415	
0.1181	0,05	0.0522	
0.1312	0,06	0.063	
0.1438	0,07	0.0739	
0.1561	0,08	0.0849	
0.1667	0,0886	0.0945	
0.1684	0,09	0.096	
0.1810	0,10	0.1074	
0.1937	0,11	0.1189	
0.2066	0,12	0.1306	
0.2198	0,13	0.1426	
0.2330	0,14	0.1546	
0.2466	0,15	0.1669	
0.2590	0,1590	0.1782	



0.2608	0,16	0.1795
0.2796	0,17	0.1924
0.2988	0,18	0.2056
0.3183	0,19	0.219
0.3383	0,20	0.2328
0.3587	0,21	0.2468
0.3796	0,22	0.2612
0.4012	0,23	0.2761
0.4234	0,24	0.2913
0.4461	0,25	0.3069
0.4696	0,26	0.3232
0.4939	0,27	0.3398
0.5188	0,28	0.357
0.5450	0,29	0.375
0.5721	0,30	0.3937
0.6006	0,31	0.4133
0.6283	0.3193	0.4323
0.6305	0.32	0.4338
0.6476	0.3256	0.4456
0.6618	0,33	0.4554
0.6681	0,3319	0.4597
0.6788	0.3352	0.4671
0.6952	0,34	0.4783
0.7310	0,35	0.503
0.7697	0,36	0.5296
0.7788	0.3623	0.5359
0.7935	0.3658	0.546

DOMINIO 3

*Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.*

- Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

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

Dónde:

w = cuantía mecánica de la armadura.

$f_{yd}$  = resistencia de cálculo del acero.

$A_s$  = área de la armadura a tracción.

- Calcular la armadura mínima y el valor de  $\mu$ :

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

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares:

- Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.  
Tanto para ( $A_s$ ), como para ( $A_{s \min}$ ).
- 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:

Si:  $\mu_d \geq \mu_{\lim}$  necesita armadura a compresión.

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

$$\begin{aligned} \int &= r/d \\ w_{s2} &= \frac{\mu_d - \mu_{d \lim}}{1 - \int} \\ w_{s1} &= w_{\lim} + w_{s2} \end{aligned}$$

Dónde:

$w_{\lim}$  = Cuantía límite.

$w_{s1}$  = 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 mecánico.

2) Determinar la armadura, tanto para tracción como para compresión:

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

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

Dónde:

$A_{s1}$  = área de la armadura a tracción.

$A_{s2}$  = área de la armadura a compresión.

3) Calcular la armadura mínima, la cuantía geométrica mínima es  $w_{min}=0,0028$  se obtiene de la tabla:

$$A_{smín} = w_{mín} \cdot b \cdot h$$

**Tabla 2.12 Cuantías Geométricas Mínimas**

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

**Fuente:** Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado.

4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para  $A_{s1}$  como para  $A_{s2}$  y compararlos con la  $A_{smín}$  y se elegirá el mayor de los dos.

**Diseño de la armadura transversal.** -El hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura, pero por razones constructivas solo se colocará la armadura mínima.

$$V_{cu} \geq V_d$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{vd} = 0,50 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

Cuando el esfuerzo cortante máxima producida por las cargas es mayor que el esfuerzo cortante que resiste la pieza de hormigón es necesario colocar una armadura transversal. Necesito calcular la armadura Para resistir el esfuerzo cortante de la diferencia.

$$V_d \geq V_{cu}$$

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

Calculamos el area de acero para un analisis de un metro lineal:

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

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima, así para el estribo vertical es el 2% de la sección transversal de la pieza multiplicada por la separación entre planos de estribos (s).

$$A_{smin} = w_{min} \cdot b \cdot h \qquad A_{stmin} = 0,02 \cdot b \cdot w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

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

**Armadura de piel.** - En las vigas de canto igual o superior a 60 cm se dispondrán unas armaduras longitudinales de piel que por norma no se deben emplear diámetros inferiores a 10 mm si se trata de acero ordinario y a 8 mm si se trata de acero especial con separación máxima entre barras de 30 cm y cuantía geométrica mínima en cada cara, referida al alma, igual a:

$$\frac{100 \cdot A_{s piel}}{b \cdot (2d - h)} \geq 0,05$$

### 2.5.3.2. Estructura de sustentación 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.

Para tener en cuenta la incertidumbre de la posición del punto de aplicación del esfuerzo normal se introducirá, en todas las secciones sometidas a compresión simple una excentricidad accidental mínima, sea en la dirección más desfavorable, igual al mayor de los valores siguientes:

$$\frac{h}{20} ; = 2 \text{ cm}$$

### **Armaduras longitudinales**

En las secciones sometidas a compresión simple o compuesta el número mínimo de barras longitudinales será de cuatro (4) en secciones rectangulares y de seis (6) en secciones circulares; siendo la separación entre dos (2) consecutivas, de 35 cm, como máximo. Sin embargo, en el caso de pilares con  $b \leq 40$  cm será suficiente colocar una barra en cada esquina. Por otra parte, toda barra que tenga una distancia mayor a 15cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar pandeo.

El diámetro de la barra comprimida más delgada, no será inferior a 12 mm.

### **Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado**

**Longitud de pandeo.** - Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo sollicitaciones 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  $l_0$  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.

**Tabla 2.13 Coeficiente de Pandeo**

Sustentación de la pieza de longitud $l$ .	$\alpha$
-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

*Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.*

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

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

$$\text{Longitud de pandeo } l_o = \alpha \cdot l (\alpha \text{ se obtiene entrando con } \psi)$$

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

Para obtener los valores de  $\alpha$  tabla 2.13 coeficiente de pandeo.

### Columnas cortas y 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.

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

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

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

$$l_o = \alpha \cdot l$$

} La pieza puede considerarse corta.

$l_o$ : Longitud de pandeo.

$i$ : Radio de giro.

$\alpha$ : Coeficiente de pandeo.

### **Excentricidad de primer orden**

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

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d}$$

**Excentricidad constructiva.** - 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:

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

Dónde:

$h$ : Canto total en la dirección considerada.

### **Excentricidad de pandeo**

La excentricidad de pandeo es cero cuando la esbeltez mecánica no pasa del valor de 35, estando en caso de columna corta.

Si:  $\lambda \leq 35$

$$e_a = 0$$

## Excentricidad total

$$e_{Tx} = e_{ox} + e_{cx} + e_{ax}$$

$$e_{Ty} = e_{oy} + e_{cy} + e_{ay}$$

**Determinación del momento de diseño:** El momento de diseño se calculará con la normal de cálculo por excentricidad total producida en la columna en sentido X y Y.

$$M_x = N_d \cdot e_{(x)\text{máx}}$$

$$M_y = N_d \cdot e_{(y)\text{máx}}$$

## 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 Axil reducido.

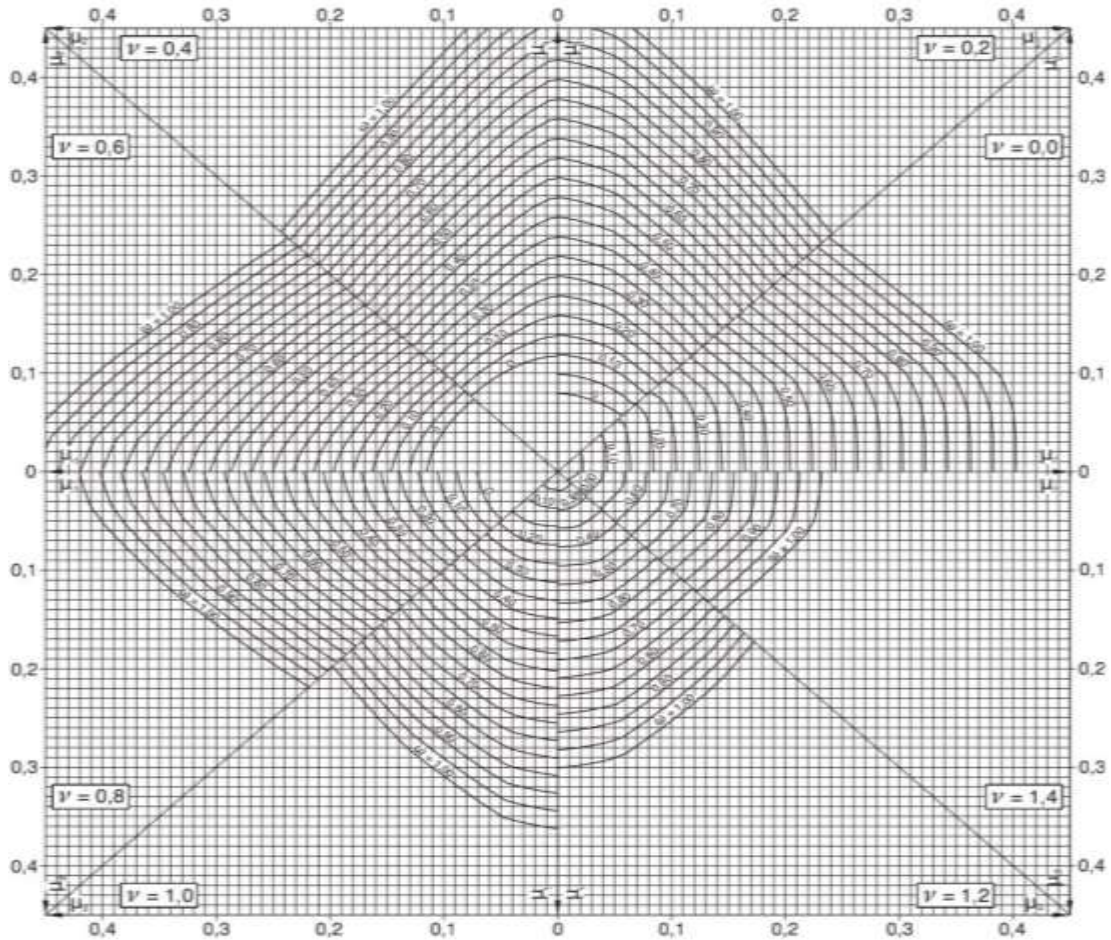
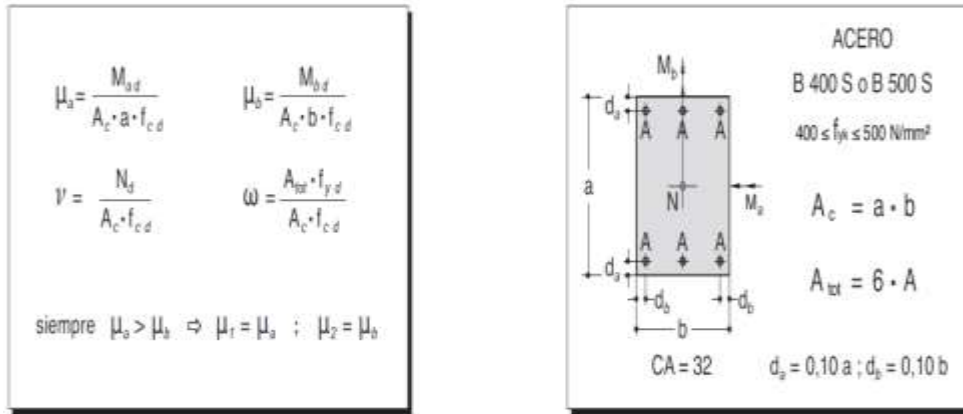
$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_{Tx}}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}}$$

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

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_{Ty}}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}}$$



**Figura N° 2.5 Ábaco en Roseta para Flexión Esviada**



*Fuente: Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya 15ª Edición.*

La armadura necesaria será:

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

**Determinación de la armadura mínima:  $A_{smin}$**

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ .

*Tabla 2.14 Cuantías Geométricas Mínimas*

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

*Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado.*

$$\omega_{min} = 0,005$$

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d$$

Elijo la mayor armadura entre el área del acero calculado y área de acero mínimo.

**Armadura transversal en columnas**

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

$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} \leq 30cm \\ 12 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

El diámetro del estribo será:

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

## **2.5.4. Entrepisos**

### **2.5.4.1. Diseño de losa, “Losa Casetonada de H°A°”**

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 al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

#### **Condiciones Geométricas de la Losa Nervada**

La instrucción española establece que:

Los nervios: son los elementos encargados de transmitir las acciones a los soportes. La separación entre nervios puede ser variable en función del diseño estructural, la separación máxima de 100 cm y el ancho de nervio entre 10cm y 15cm (artículo 37.2.4).

Capa de compresión: las losas nervadas deberán disponer de una capa de compresión no inferior a 5cm y esta deberá disponer de una armadura de reparto en malla.

Canto de la losa: el canto óptimo de losa aligerada debe disponer de un canto total de espesor constante no inferior a  $L/28$ , siendo L la luz de cálculo mayor entre los soportes (Art.56.2).

Limitaciones dimensionales para losas nervadas:

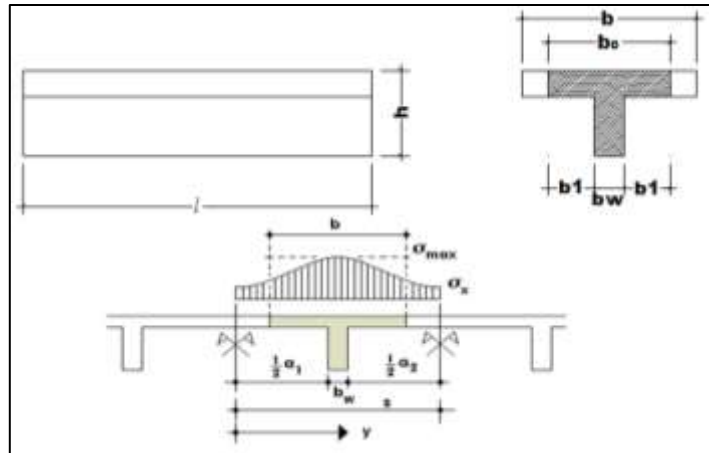
$$b_{min} \geq 100mm \quad h \geq 3.5 b_{min} \quad s \leq 800mm$$

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

$$h_f \geq 5cm$$

**Dimensionamiento de la sección del nervio en T o L.-** Las experiencias han verificado que las vigas se encuentran íntimamente ligadas a las losas arrastran en su deformación una parte de esta. Por este motivo, la sección de la viga no será rectangular sino en forma de T o L.

**Figura N°2.6 Transferencia de cargas sección T**



**Fuente:** Elaboración Propia.

Para vigas T simétricas (con alas de ambos lados), se considera el menor valor de b entre:

$$b \leq \frac{\text{luz}}{4} \qquad b \leq b_w + 16 \cdot h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2}$$

Siendo a la distancia libre hasta las vigas más cercanas a ambos lados.

Para vigas L (con ala de un solo lado), se considera el menor valor de b entre:

$$b \leq \frac{\text{luz}}{12} \qquad b \leq b_w + 6h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a}{2}$$

**Determinación de armaduras:**

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

Donde los factores que componen esta expresión son ya conocidos.

## - Armadura Mínima

Tabla 2.15 Cuantías Geométricas Mínimas

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

Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado.

En las losas nervadas, la cuantía mínima se calculará mediante la siguiente expresión:

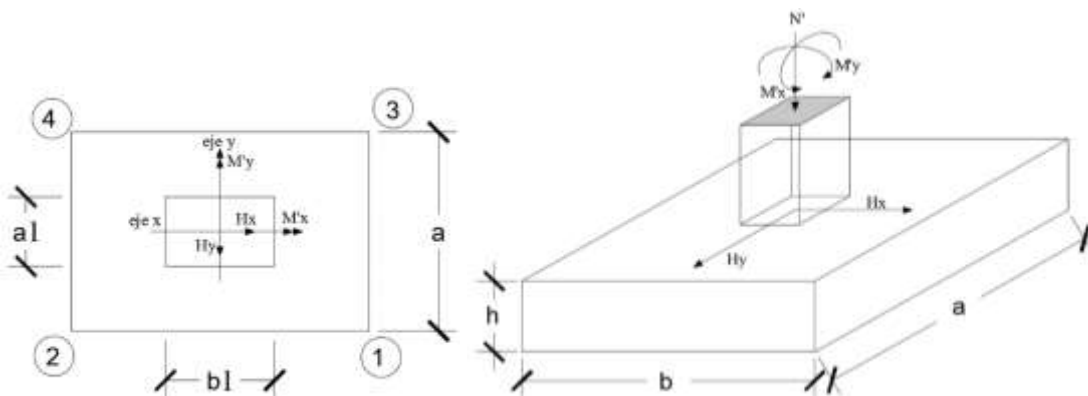
$$A_{smin} = 0,0015 \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{smin \text{ en nervios}} = 0,0030 \cdot b_w \cdot d$$

### 2.5.5. Fundaciones

#### 2.5.5.1. Zapata Aisladas

Figura N°2.7: Solicitaciones presentes en una zapata aislada



Fuente: Internet.

**Datos:**

$M'_x$  = Momento en el eje x.

$M'_y$  = Momento en el eje y.

$V_y$  = Cortante en el eje y.

$V_x$  = Cortante en el eje x.

$N'$  = Carga total que llega a la zapata.

$\bar{\sigma}_{adm}$  = Esfuerzo admisible del suelo.

Proceso de cálculo:

Una vez definidos todos nuestros datos, se precede a calcular la zapata con los siguientes pasos:

**1. Determinar el peso total “N” que soportará la zapata**

Primeramente, aproximamos el peso de la zapata como el 5% del peso total “N” que llega a la zapata, entonces el peso total “N” (carga que llega a la zapata más el peso de la zapata) es:

$$N = 1.05 N$$

**2. Determinar las dimensiones “a” y “b” de la base de la zapata**

La zapata necesita un área, de tal forma que el esfuerzo máximo que se presente en la zapata no supere al esfuerzo admisible del suelo, entonces se calcula primero un área necesaria dada por:

$$A_{nec} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

Se escoge un área “A” mayor a la necesaria, y con este valor se determina las dimensiones tentativas de “a” y “b” tal que:

$$A = a \cdot b$$

Debe recordarse que los valores de “a” y “b” deben ser dimensiones constructivas.

Escogidos los valores de “a” y “b” se calcula el esfuerzo máximo “ $\sigma_1$ ” que se presentará en la zapata dado por:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6M_y}{ab^2} + \frac{6M_x}{ba^2}$$

En esta etapa hay que verificar que:

$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$$

Si no cumple se debe escoger otro valor de área y determinar los valores de “a” y “b” para luego repetir el paso de calcular el esfuerzo máximo en la zapata y verificar que se cumpla la desigualdad.

$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$$

### 3. Determinar el canto útil “d” y el canto total “h” de la zapata

Primero se debe calcular la resistencia de diseño para el hormigón:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

**Donde:**

$f_{cd}$  = resistencia de diseño del Hormigón.

$f_{ck}$  = resistencia característica del Hormigón.

$\gamma_f$  = Coeficiente de seguridad para el Hormigón (1.6).

Luego se procede a calcular el coeficiente “k” dado por la fórmula:

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_t}$$

Con el valor de “k” se determina el valor del canto útil tal que:

$$d \geq \begin{cases} \sqrt{\frac{a_o \cdot b_o}{4} + \frac{a \cdot b}{2k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} \\ \frac{2(a - a_o)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b_o)}{4 + k} \end{cases}$$

Luego procedemos a adoptar un valor de h en relación a los resultados.

Luego se procede a definir el valor de “c” para el recubrimiento ( $\geq 5\text{cm}$ ), empleando un recubrimiento geométrico mínimo de “r=5cm” y un diámetro “Ø”.

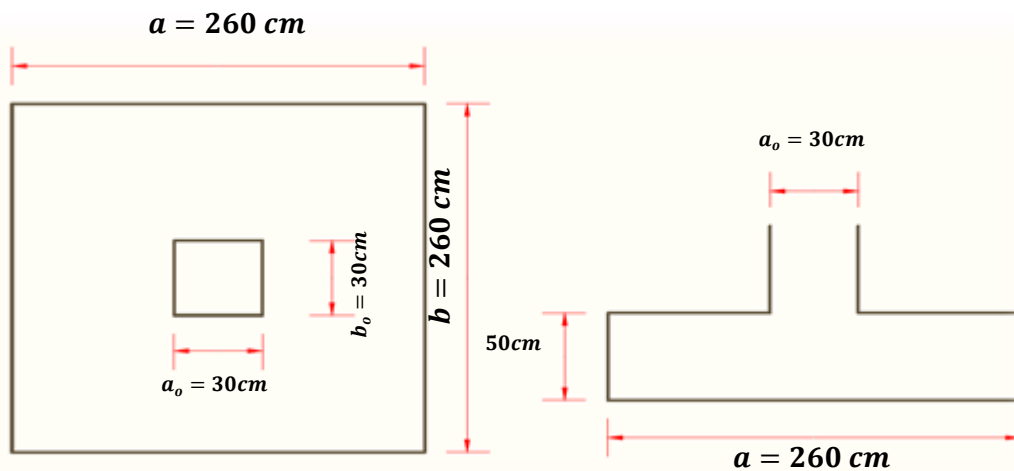
$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

#### 4. Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones

$$v = \frac{a - a_o}{2}$$

Verificamos si se trata de una zapata rígida o flexible. Dado que el vuelo “v= 115 cm” es mayor que “2h = 100cm”, se trata una zapata flexible.

*Figura N°2.8 Geometría de la Zapata en estudio*



**Fuente:** Elaboración Propia.



## 5. Cálculo de los esfuerzos de la zapata

Llevando los valores característicos de las acciones a la base de la zapata y teniendo en cuenta el peso propio de la misma, comprobamos que las tensiones transmitidas al terreno son aceptables.

Admitiendo la hipótesis de que la distribución de las tensiones es plana, las tensiones en los puntos extremos se calculan según la conocida formula:

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \cdot \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e_x}{a} \pm \frac{6 \cdot e_y}{b} \right)$$

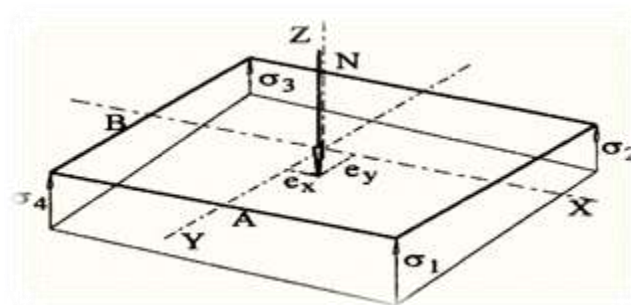
Las tensiones transmitidas al terreno se consideran aceptables si se cumple que:

$$\sigma_{max} \leq 1.25 \cdot \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{med} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{min} \geq 0$$

**Figura N°2.9 Distribución de Tensiones en el Terreno**



**Fuente:** Ejercicios prácticos de hormigón armado – Introducción a las normas EHE-91, Joaquín Villodre Roldán.

- 1) Hallamos las excentricidades y con ellas las tensiones en cada punto.

$$Peso_{Propio} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot a \cdot b \cdot h$$

$$N_{Real} = N + Peso_{Propio}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_{Real}}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_{Real}}$$

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \cdot \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e_x}{a} \pm \frac{6 \cdot e_y}{b} \right)$$

Con tales tensiones el diseño de la zapata es admisible desde el punto de vista del hundimiento debido a que:

$$\sigma_{max} \leq 1.25 \cdot \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{med} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{min} \geq 0$$

## 6. Cálculo del momento de diseño

Es posible emplear el método general de cálculo para zapatas rígidas o flexibles:

$$M_d = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot a} \cdot \left( \frac{a - a_o}{2} + 0.15 \cdot a_o \right)^2$$

## 7. Cálculo de la armadura de acero

- Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Donde:

b = 100 cm. (por metro).

- La cuantía mecánica para este caso es:

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu)$$

- El área de acero calculada “As”

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

- La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s \min} = \omega \cdot b_w \cdot d$$

- Por tanto, se adopta como área de acero, la mayor entre la mecánica calculada y la mínima geométrica.

- Número de fierros:

Si:

$$n = \frac{A_s}{A_\emptyset}$$

- Espaciamiento entre barras:

$$s = \frac{a - 2r}{n}$$

## 8. Comprobación al Cortante

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

## 9. Comprobación de la adherencia

Debemos comprobar que es suficiente la adherencia existente entre la armadura y el hormigón que la rodea. Se considera que la adherencia es suficiente cuando  $\tau_b \leq \tau_{bd}$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot u} \leq \tau_{bd}$$

Donde:

$V_{d1}$  = Esfuerzo cortante mayorado por unidad de longitud, en la sección de referencia  $S_1$ , empleada para el cálculo a flexión.

$n$  = Número de barras por unidad de longitud.

$u$  = Perímetro de cada barra.

$d$  = Canto útil de la sección.

$\tau_d$  = Tensión tangencial de adherencia.

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

$$V_{d1} = L \cdot \sigma' \cdot \gamma_f$$

$$L = \frac{a - a_o}{2} + 0,15 \cdot a_o$$

$$\sigma' = \frac{\sigma_1 + \sigma_4}{2}$$

$$n = \frac{n}{a_o}$$

$$u = \pi \cdot \phi$$

Con todo ello se obtiene la tensión tangencial de adherencia.

La resistencia al cálculo para la adherencia es: Zapata Flexible  $V > 2h$   $K=2$

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

No hay problemas de adherencia entre la armadura dispuesta y el hormigón circundante ya que:

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

#### 10. Verificación al vuelco

$$\gamma_{Va} = \frac{N_{Real} \cdot \frac{a}{2}}{M_x} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{N_{Real} \cdot \frac{b}{2}}{M_y} \geq 1,5$$

#### 11. Verificación al Deslizamiento

- ✓ Verificación en la dirección “x”

$$\frac{(N + G) \tan \phi_d}{Q} \geq 1,5$$

- ✓ Verificación en la dirección “y”

$$\frac{(N + G) \tan \phi_d}{Q} \geq 1,5$$

## **2.5.6. Obras Complementarias**

### **2.5.6.1. Escaleras**

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**

Donde:

$h$ = huella.

$C_h$ = contrahuella.

$N_p$ = numero de peldaños.

$r$ =recubrimiento geométrico.

$t$ = espesor de la losa de la escalera.

$L_h$ = longitud horizontal de la escalera.

$a$ = ancho de la escalera.

$h_m$ = altura media.

$z$ =desnivel a salvar.

Para sacar el peso que actúa sobre la escalera se considerara en peso propio de la escalera, la carga muerta no estructural y la sobrecarga dado por norma.

#### **- Cálculo de la carga última**

$$q_u = q_{pp} + q_{cm} + q_{sc}$$

Donde:

$q_u$ = carga última que actúa sobre la escalera.

$q_{pp}$ = carga de peso propio.

$q_{cm}$ =carga de acabados.

$q_{sc}$ = sobrecarga de uso.

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

### **Sobrecarga**

La sobrecarga de uso que se asumió fue de  $500 \text{ kg/m}^2$

$$\text{Sobrecarga} = q_{sc} \cdot a$$

### **Cargas sobre la losa**

$$\text{Vol}_{\text{rampla}} = t \cdot a \cdot l$$

$$\text{Vol}_{\text{peldaño}} = \frac{h \cdot ch}{2} \cdot a \cdot N^{\circ} \text{ peldaños}$$

$$\text{Peso}_{\text{escalera}} = \text{Vol}_{\text{escalera}} \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$q_{\text{escalera}} = \frac{\text{Peso}_{\text{escalera}}}{A_{\text{rampla}}} \cdot a$$

$$q_{\text{acabado}} = 100 \text{ kg/m}^2 \cdot 1,60 = 160 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{barandillas}} = 20 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga muerta total} = q_{\text{escalera}} + q_{\text{barandilla}} + q_{\text{acabado}}$$

### **La carga total sobre la escalera será**

$$q_r = (\text{carga muerta total} + \text{sobrecarga}) \cdot 1,6$$

### **Carga sobre la losa de descanso**

$$q_{\text{descanso}} = t \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot a$$

$$q_{\text{acabados}} = \frac{100 \text{ kg}}{\text{m}^2} \cdot 1,60 = 160 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{barandillas}} = 20 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga muerta total} = q_{\text{descanso}} + q_{\text{barandilla}} + q_{\text{acabado}}$$

La carga total sobre el descanso será:

$$q_d = (\text{carga muerta total} + \text{sobrecarga}) \cdot 1,6$$

### **Diseño de la escalera**

Para el cálculo de la armadura principal se la calculara como una losa maciza de hormigón armado, como simplemente apoyado para los momentos positivos y como empotrada para los momentos negativos.

Por razones de cálculo podrá considerarse como una losa.

### **Determinación de la armadura longitudinal**

$M_d$	Momento de cálculo.
$b_w$	Ancho de la rampla.
$t$	Espesor de la losa.
$r$	Recubrimiento mecánico.
$d$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

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

Con:  $\mu_d$ , se obtiene una cuantía mecánica de  $\omega$

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

Determinación de la armadura mínima:  $(A_s) \omega_{\min} = 0,0015$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot h = \text{cm}^2$$

Como:  $A_s > A_{s \min}$

Se escogerá el área  $A_s$  mayor necesaria.

Para determinar el número de barras se considerará el diámetro:  $\Phi$  elegido multiplicado por su área de  $A_s \Phi$ , entonces el número de barras a usar serán:



$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\Phi}}$$

$$A_{s\Phi} \text{ mm} = N^{\circ} \text{ de barras} \cdot A_s \Phi$$

Luego de realiza la comparación de  $A_{s\Phi}$  necesaria del cálculo manual y Cypecad.

### **Armadura Transversal**

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

Entonces la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante es:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$

Verificación para el requerimiento de la armadura transversal.

$$V_d \leq V_{cu}$$

Sólo se dispondrá de armadura mínima.

Máxima separación según la Norma CBH-87.

Haciendo cumplir el punto 8.2.3.3 de la norma tenemos:

$$\text{Espaciamiento } s_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$s_t \leq 0,85d$$

$$s_t \leq 3b$$

### **2.5.6.2. Rampa**

Una rampa es un plano inclinado, un elemento arquitectónico que tiene la función de comunicar dos planos de distinto nivel, de modo que se salve una diferencia de altura en un determinado espacio.

Lo que ofrece la rampa es un camino descendente o ascendente para trasladarse de un espacio a otro a través de su superficie.

Esta estructura consta de tres elementos:

Longitud. -Es la distancia entre el principio y final de la rampa.

Altura. -Es la distancia entre la parte más alta de la rampa y el suelo.

Pendiente. -Es la inclinación que forma la rampa y el suelo.

La medida adoptada por el ministerio de educación está orientada a unificar criterios de diseño, construcción y readecuación para las instituciones educativas públicas, privadas y de convenio en todo el territorio del Estado Plurinacional de Bolivia, garantizando de esta manera la eliminación de barreras arquitectónicas y brindando las condiciones de accesibilidad a los espacios físicos.

#### **Datos generales**

L= longitud de la rampa en estudio.

a= ancho de la rampa.

#### **Espesor de la losa**

$$h_f = \frac{luz}{40}$$

#### **Análisis de carga**

$$q_{rampa} = h_f \cdot \gamma_{H^\circ A^\circ}$$

Para transformar esta carga a una carga uniforme horizontal tenemos que:

$$q = \frac{q_{rampa}}{\cos \alpha}$$

$$q_{Acabados}$$

$$q_{cm} = q_{Rampa} + q_{Acabados}$$

$$S_C = 500 \frac{kg}{m^2}$$

Por lo tanto, la carga total es:

$$q_{Total} = q_{cm} + S_C$$

Aplicando el coeficiente de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total:

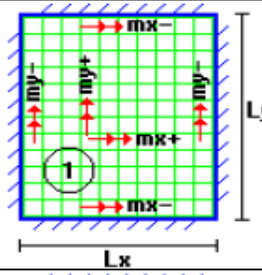
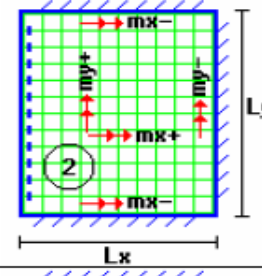
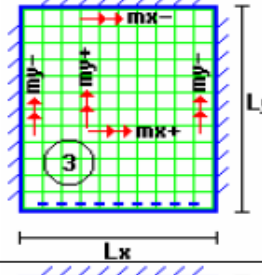
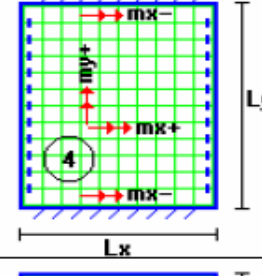
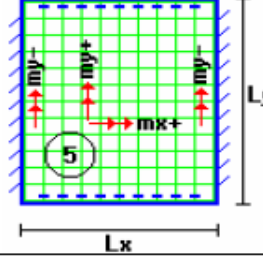
$$q_d = \gamma_f \cdot q_t$$

### **Idealización de la rampa**

La idealización de las cargas sobre la rampa se puede representar de forma horizontal, por lo cual puede ser diseñado como elemento sometido a flexión y Corte.

Se verifica según los casos que nos presentan las tablas de coeficiente para losas macizas rectangulares:

**Tabla 2.16 Coeficientes para el diseño de losas macizas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes**

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	200	241	281	315	336	339
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	265	347	443	545	635	691
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	265	297	322	339	345	339
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	323	456	644	894	1191	1479
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x+}$	323	340	351	354	348	335

Fuente: Hormigón Armado Escuela Politécnica del Ejercito.

### Simbología:

- $\delta$  : valor adimensional para determinar la deflexión máxima en la losa  
 $k$  : división entre la distancia entre nervios y el ancho de los nervios ( $b / b_0$ )  
 $\Delta$  : deflexión máxima en la losa  
 $L_x$  : longitud más corta de la losa rectangular  
 $L_y$  : longitud más larga de la losa rectangular  
 $E$  : módulo de elasticidad del hormigón  
 $h$  : espesor de la losa maciza equivalente en inercia a la losa nervada  
 $q$  : carga uniformemente distribuida por unidad de superficie de losa  
 $m_{y-}$  : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo alrededor del eje  $y$   
 $m_{yb-}$  : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje  $y$   
 $m_{y+}$  : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de tramo alrededor del eje  $y$   
 $m_{yb+}$  : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje  $y$   
 $m_{x-}$  : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo alrededor del eje  $x$   
 $m_{xb-}$  : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje  $x$   
 $m_{x+}$  : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de tramo alrededor del eje  $x$   
 $m_{xb+}$  : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje  $x$   
 $M_y$  : momento flector negativo máximo alrededor del eje  $y$ , por metro de ancho de losa  
 $M_{yb-}$  : momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje  $y$ , por metro de ancho de losa  
 $M_{y+}$  : momento flector positivo máximo alrededor del eje  $y$ , por metro de ancho de losa  
 $M_{yb+}$  : momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje  $y$ , por metro de ancho de losa  
 $M_x$  : momento flector negativo máximo alrededor del eje  $x$ , por metro de ancho de losa  
 $M_{xb-}$  : momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje  $x$ , por metro de ancho de losa  
 $M_{x+}$  : momento flector positivo máximo alrededor del eje  $x$ , por metro de ancho de losa  
 $M_{xb+}$  : momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje  $x$ , por metro de ancho de losa

Caso 4. fórmulas de coeficientes para losas.

**con:**

$$L_{X=m} \text{ lado de menor longitud.}$$

$$L_Y = m \text{ lado de mayor longitud.}$$

La relación del valor de ancho y largo de la rampa:

$$\frac{L_X}{L_Y}$$

Con los que se obtiene los resultados siguientes:

$$\Delta = 0,0001 \cdot q \cdot \delta \cdot \frac{L_X^4}{(\epsilon \cdot h^3)}$$

$$M_{y+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{(y+)} \cdot L_x^2$$

$$M_{x-} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{(x-)} \cdot L_x^2$$

$$M_{x+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{(x+)} \cdot L_x^2$$

### **Comprobación de flechas**

De acuerdo a lo que hace referencia la norma CBH-87 (pág. 196) el valor máximo de la flecha vertical en forjados y vigas que no hayan de soportar tabiques ni muros es **L/300**, siendo la luz del elemento considerado. Para la determinación de esta flecha se considerará únicamente la flecha producida por la actuación simultanea de cargas permanentes y cargas variables, ya que no existen cargas de muros ni tabiques sobre la losa.

En caso de vigas o forjados que tengan que soportar muros o tabiques que han sido construido de cemento, la flecha máxima admisible será **L/500**.

Deflexión admisible para forjados:

$$\Delta_{admisible} = \frac{l}{500}$$

Deflexión máxima real de la losa:

$\Delta_{real}$  = Este valor proporciona el programa utilizado.

Verificación:

$$\Delta_{adm} > \Delta_{real}$$

**Canto útil**

$$d = h - r_m$$

**Armadura de diseño a flexión**

Determinación del momento reducido de cálculo:

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

Con:  $\mu_d$  se obtiene una cuantía mecánica de  $\omega$ .

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

Determinación de la armadura mínima:  $(A_s) \omega_{min} = 0,0015$

$$A_{s \min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot h$$

Como:  $A_s > A_{s \min}$

Se escogerá el área  $A_s$  mayor.

Para determinar el número de barras se considerará el diámetro:  $\Phi$  a utilizar por el área de la barra, entonces el número de barras a usar será:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\Phi}}$$

Determinación de la separación de barras dentro de la pieza:



$$s = \frac{l}{N^{\circ} \text{ de barras}}$$

Luego se procede a comparar las armaduras obtenidas de manera manual Vs a las armaduras obtenidas con el programa utilizado Cypecad.



### 2.5.6.3. Diseño de Juntas de Dilatación

Tabla 2.17 Temperaturas Máximas y Mínima

 <b>Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología</b> 													
TEMPERATURA MÁXIMA EXTREMAS (°C)													
Estación: AEROPUERTO										Lat. S.: 21° 32' 48"			
Provincia: CERCADO										Long. W.: 64° 42' 39"			
Departamento: TARIJA										Altura: 1,849 m.s.n.m.			
AÑO	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEF	MEDIA
2013-2014	35.7	37.0	37.4	36.0	32.1	36.0	35.0	35.2	33.7	35.6	35.8	37.2	35.9
2015-2016	38.8	36.5	37.7	36.5	36.8	37.0	37.0	34.0	32.0	34.0	37.4	39.5	36.2
												PROMEDIO	36.0
TEMPERATURA MÍNIMA EXTREMAS (°C)													
Estación: AEROPUERTO										Lat. S.: 21° 32' 48"			
Provincia: CERCADO										Long. W.: 64° 42' 39"			
Departamento: TARIJA										Altura: 1,849 m.s.n.m.			
AÑO	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEF	MEDIA
1956-1967	7.0	6.7	7.4	9.0	9.3	7.5	3.0	-1.0	-4.6	-4.2	-8.0	-4.0	2.3
2010-2011	6.3	6.8	6.0	10.2	12.3	9.8	6.4	-2.7	-5.0	-9.2	-4.8	2.7	3.2
												PROMEDIO	2.8

Fuente: Senamhi.

$$\Delta T = (T_{\text{máx}} - T_{\text{mín}})$$

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L$$

Donde:

$\alpha$  = Coeficiente de dilatación térmica del hormigón.

L = longitud de cálculo.

$\Delta T$  = Variación de la temperatura.

**Tabla 2.18 Coeficiente de Dilatación**

Sustancia	Coeficiente de dilatación lineal ( $^{\circ}\text{C}^{-1}$ )
Acero	1.1 X 10-5
Aluminio	2.4 X 10-5
Latón	1.8 X 10-5
Concreto	0.7 – 1.2 X 10-5
Cobre	1.7 X 10-5
Vidrio Pyrex	0.3 X 10-5
Vidrio común	0.9 X 10-5
Hierro	1.2 X 10-5
Plata	2 X 10-5
Zinc	2.6 X 10-5
Diamante	9 X 10-5
Tungsteno	4.0 X 10-5

*Fuente: Internet.*

## **2.6. Planificación y Presupuesto de Obra**

### **2.6.1 Especificaciones Técnicas**

Son las que definen la calidad de 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 ejecución previsto; las normas para la elaboración de las distintas partes de obra, las instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deban adoptarse durante la construcción; los niveles de control exigidos para los materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas previstas para las recepciones correspondientes.

### **2.6.2 Cómputos Métricos**

Los cómputos 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.

### **2.6.3 Precios Unitarios**

Un precio unitario se halla formado por la adición de los siguientes rubros:

- Costo de materiales.
- Costo de mano de obra.
- Costo de equipo y maquinaria.
- Gastos generales.
- Utilidad.

### **2.6.4 Presupuesto del Proyecto**

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.

### **2.6.5 Cronograma de Ejecución del Proyecto**

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.

La representación se 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.

## CAPÍTULO III

### INGENIERÍA DEL PROYECTO

#### *3.1. Levantamiento Topográfico*

La topografía del lugar presenta una superficie relativamente plana, tal como se aprecia en las fotografías.

- Latitud  $21^{\circ}55'392''$  S
- Longitud  $64^{\circ}69'419''$  O

El terreno de emplazamiento ostenta características de planicie, con muy pocas variaciones de cota (ver detalles anexo A.12).

*Figura N°3.1 Fotografía del lugar de emplazamiento de la obra*



*Fuente: Propia.*

*Figura N°3.2 Fotografía del lugar de emplazamiento de la obra*



*Fuente: Propia.*

### **3.2. Estudio de Suelos**

El estudio de suelos fue dotado por la alcaldía municipal de Tarija.

#### **3.2.1. Descripción de las Muestras**

La muestra obtenida en la cuchara de TERZAGHI una vez examinadas las características granulométricas, se coloca en bolsas plástica para ser procesada en laboratorio de suelos.

#### **3.2.2. Ensayo de Penetración Dinámica**

La muestra fue extraída por medio de la cuchara partida (TERZAGHI) la misma permite ejecutar ensayos de penetración dinámica S.P.T. mediante la percusión con caída libre del martillo de 63,5 kg cada 76,2cm de altura registrándolos el número de golpes (N) necesario para un total de 30 centímetros.

### 3.2.3. Propiedades Físico-Mecánicas

#### Distribución Granulométrica

El procesamiento consiste en un análisis mecánico, del análisis realizado a las muestras obtenidas en sitio del ensayo se obtuvo la siguiente información:

*Cuadro 3.1 Distribución Granulométrica*

Profundidad (m)	<b>Sondeo: S-01</b>
	Descripción
0,00-1,80	CL=Suelo arcilloso de baja plasticidad con arena.

Profundidad (m)	<b>Sondeo: S-02</b>
	Descripción
0,00-2,00	CL=Suelo limoso (suelo limo arcilloso)

Profundidad (m)	<b>Sondeo: S-03</b>
	Descripción
0,00-2,50	CL= Suelo limoso (suelo limo arcilloso)

*Fuente: Alcaldía municipal de Tarija.*

### ***Humedad Natural***

El contenido de humedad del terreno ensayado es medio, no se encontró nivel freático en el ensayo realizado.

***Cuadro 3.2 Contenido de Humedad***

Profundidad	Sondeo	Grado de Humedad
(m)	S-01 %	Promedio
1,80	8,11 %	Bajo

Profundidad	Sondeo	Grado de Humedad
(m)	S-02 %	Promedio
2,00	9,00 %	Bajo

Profundidad	Sondeo	Grado de Humedad
(m)	S-03 %	Promedio
2,50	9,10 %	Bajo

***Fuente:*** Alcaldía Municipal de Tarija.

### **3.2.4. Cálculos**

Durante la realización de los ensayos de SPT, se obtuvieron los siguientes resultados:

***Cuadro 3.3 Resultados***

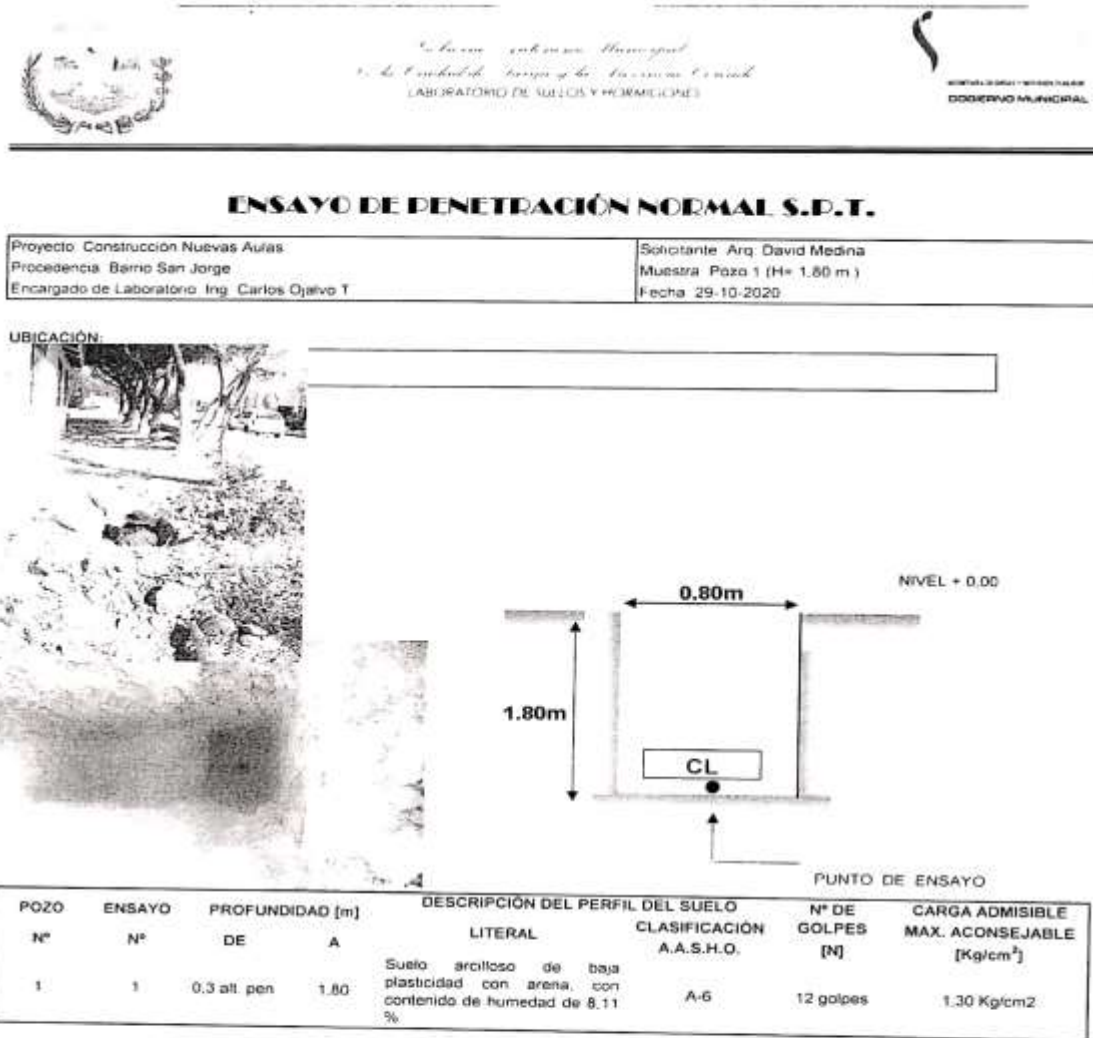
ENSAYO N°1	
Profundidad	1,80 metros
número de golpes	12

Descripción	CL=Suelo arcilloso de baja plasticidad con arena.
Humedad Natural	8,11 %
Resistencia Admisible	1,30 (Kg/cm <sup>2</sup> )
ENSAYO N°2	
Profundidad	2,00 metros
número de golpes	15
Descripción	CL=Suelo limoso (suelo limo arcilloso)
Humedad Natural	9,00 %
Resistencia Admisible	1,50 (Kg/cm <sup>2</sup> )
ENSAYO N°3	
Profundidad	2,50 metros
número de golpes	21
Descripción	CL= Suelo limoso (suelo limo arcilloso)
Humedad Natural	9,10 %
Resistencia Admisible	1,85 (Kg/cm <sup>2</sup> )

***Fuente: Alcaldía Municipal de Tarija.***



**Figura N°3.3: ENSAYO N°1**



  
 Ing. Carlos Ojalvo Tolay  
 LAB. DE SUELOS Y FUNDACIONES  
 GOBIERNO AUTÓNOMO MUNICIPAL DE TARIJA

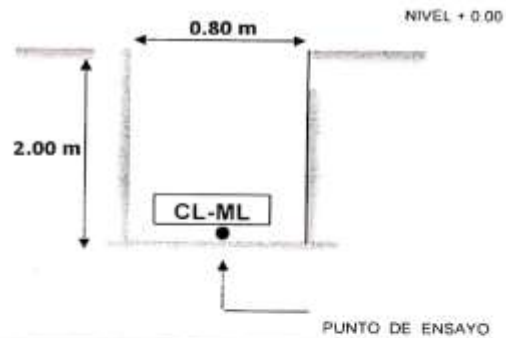
*Fuente: Alcaldía Municipal de Tarifa.*

**Figura N°3.4: ENSAYO N°2**

**ENSAYO DE PENETRACIÓN NORMAL S.P.T.**

Proyecto: Construcción Nuevas Aulas Procedencia: Barrio San Jorge II Encargado de Laboratorio: Ing. Carlos Ojalvo T.	Solicitante: Arq. David Medina Muestra: Pozo 2 (H= 2.00 m.) Fecha: 29-10-2020
--	---

UBICACIÓN:

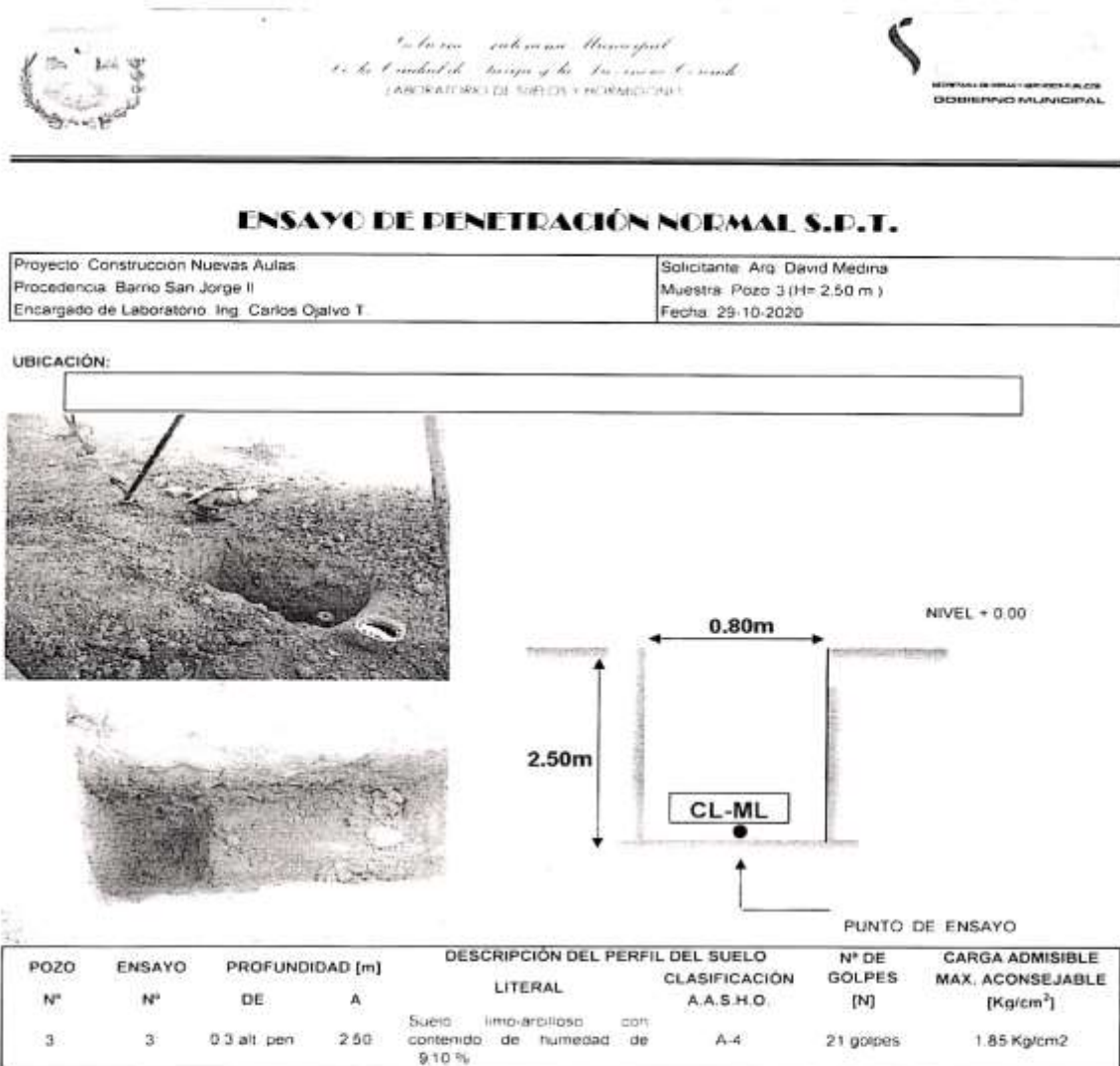


POZO N°	ENSAYO N°	PROFUNDIDAD [m]		DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DEL SUELO		N° DE GOLPES [N]	CARGA ADMISIBLE MAX. ACONSEJABLE [Kg/cm <sup>2</sup> ]
		DE	A	LITERAL	CLASIFICACIÓN A.A.S.H.O.		
2	2	0.3 all per	2.00	Suelo limo-arcilloso con contenido de humedad de 900 %	A-4	15 golpes	1.50 Kg/cm <sup>2</sup>

  
 Ing. Carlos Ojalvo Talay  
 CAT. DE SUELOS Y MATERIAS PLÁSTICAS  
 GOBIERNO MUNICIPAL DE TARIJA

*Fuente: Alcaldía Municipal de Tarija.*

**Figura N°3.5: ENSAYO N°3**



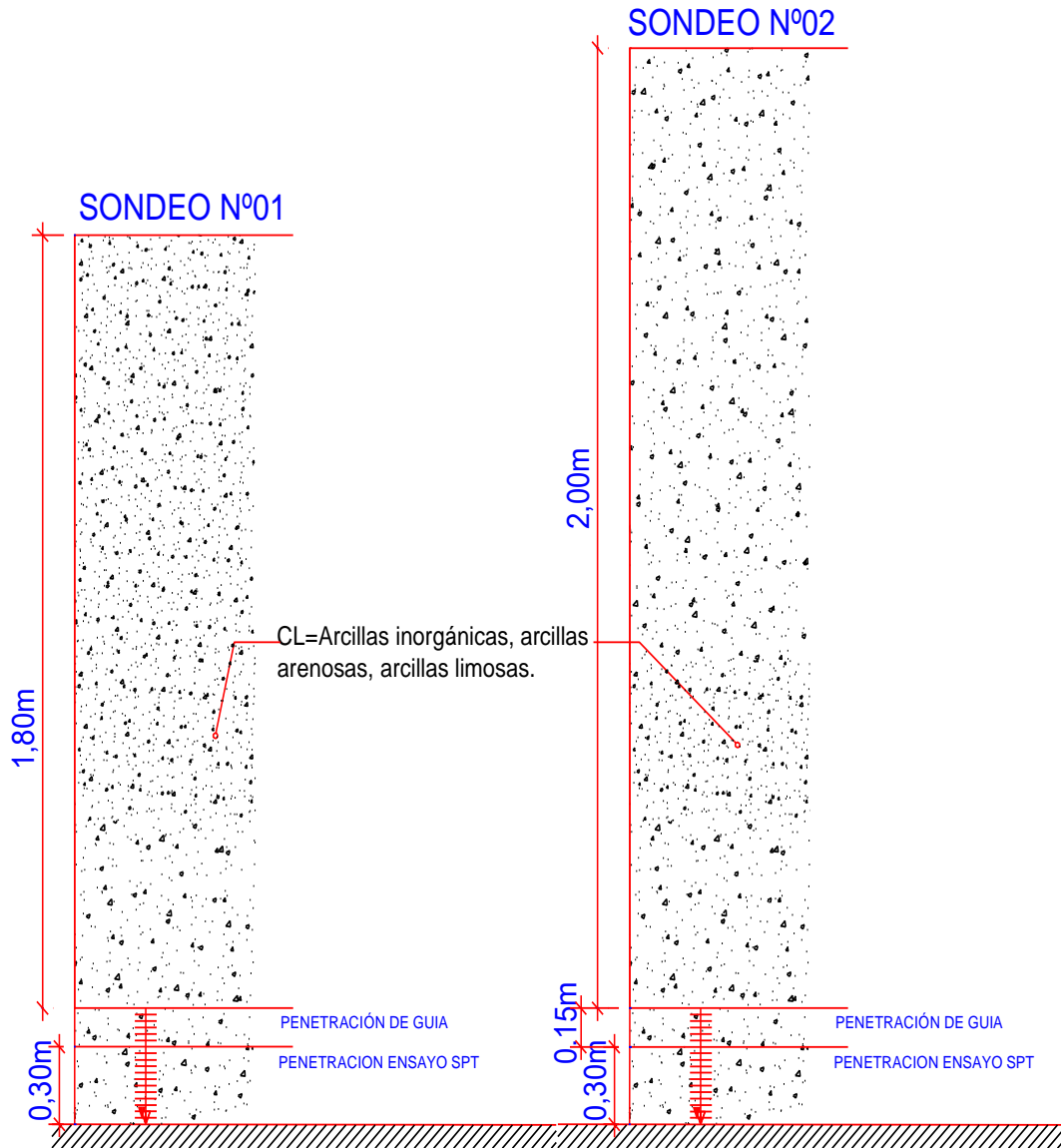
  
 Ing. Carlos Ojalvo Tolay  
 LAB. DE SUELOS Y NORMACIONES  
 MUNICIPALIDAD DE TARIJA

*Fuente: Alcaldía Municipal de Tarija.*

Figura N°3.6 : Sondeos

# PERFIL GEOTÉCNICO

NOTA: ESTRATOS DEFINIDOS DE FORMA VISUAL



Fuente: Propia.

La profundidad mínima de fundación de una zapata es de 3 pies, 1 m ó pasar la cobertura vegetal. En otras bibliografías nos recomienda que lo ideal es fundar a 1,5 m ; y como conocemos el esfuerzo del suelo a una profundidad de 1,80 m ,se decidió fundar la zapata a esa profundidad y por lo tanto estamos cumpliendo con lo especificado por norma.

**Cuadro 3.4 Resistencia de las Arcillas**

N	Consistencia de la Arcilla	Resistencia a compresión simple $q_u$ (Kg./cm <sup>2</sup> )
2	Muy blanda	0.25
2-4	Blanda	0.25 - 0.50
4-8	Media	0.50 - 1
8-15	Compacta	1 - 2
15-30	Muy compacta	2 - 4
30	Dura	4 - 8

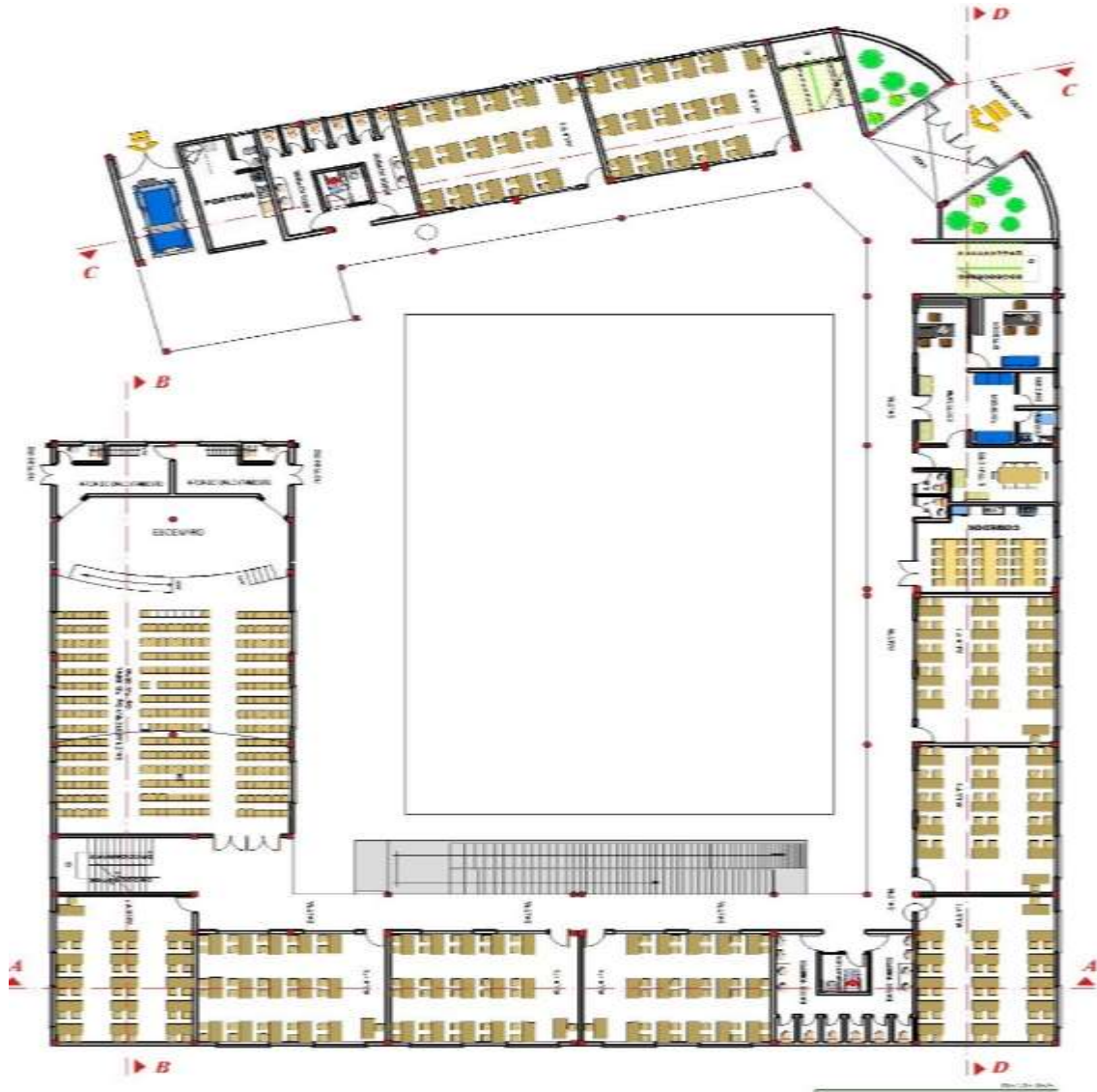
**Fuente:** Ensayos del Laboratorio de la Universidad.

Resistencia admisible según especificado **1,30 kg/cm<sup>2</sup>** . Debido a la verificación que se realizó mediante los métodos de Terzaghi y Meyerhof (ver detalles anexo A.2); por seguridad se reduce un 10%, la resistencia admisible utilizada es de **1,17 kg/cm<sup>2</sup>**.

### 3.3. Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico de La Unidad Educativa San Jorge Nivel Primario fue elaborado por la Alcaldía municipal de la provincia Cercado del departamento de Tarija, consiste en una edificación de dos niveles, las plantas y cortes se muestran a continuación:

*Figura N°3.7: Diseño Arquitectónico*

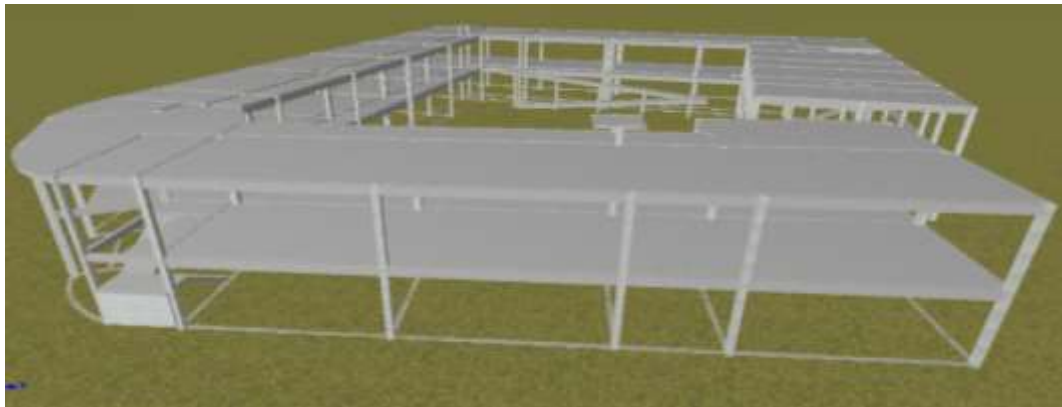


*Fuente: Alcaldía de Tarija –Cercado.*

### **3.4. Idealización de la Estructura**

#### **3.4.1. Sustentación de la edificación**

*Figura N°3.8 Vista en 3D de la Estructura*



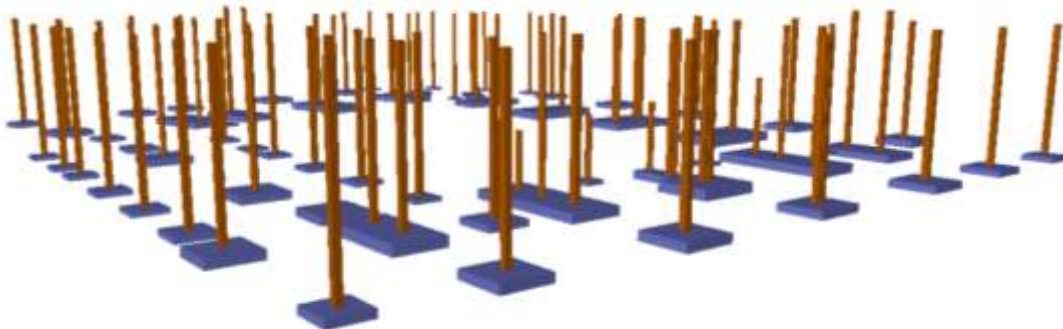
*Fuente: Modelaje Cypecad.*

Estructura a porticada con elementos estructurales de H°A°, para dar estabilidad a la edificación y apoyarla sobre el terreno transmitiendo la totalidad de cargas.

#### **3.4.2. Fundaciones**

Las zapatas aisladas de hormigón armado que puede ser empleada en terrenos razonablemente homogéneos y de resistencias a compresión medias o altas.

*Figura N°3.9 Zapatas*

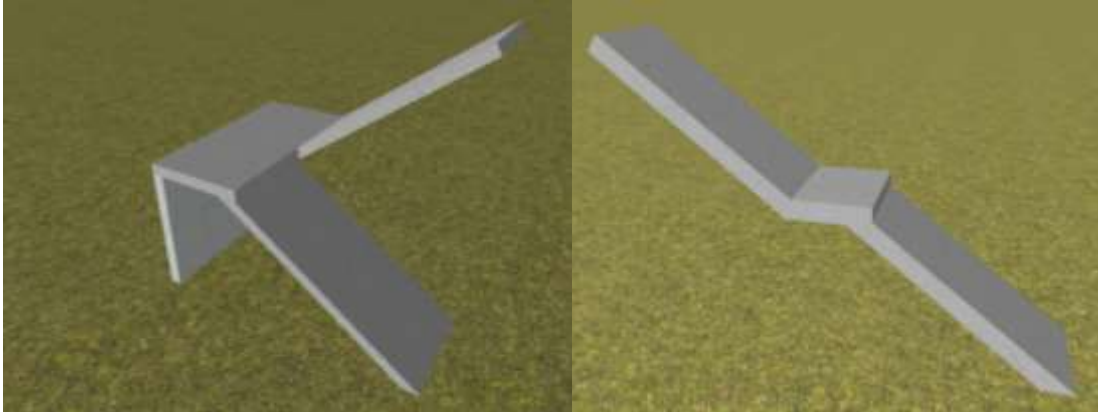


*Fuente: Modelaje Cypecad.*

### 3.4.3 Obras Complementarias

Escaleras de hormigón armado para comunicar varios espacios situados a diferentes alturas.

*Figura N°3.10 Escaleras*



*Fuente: Modelaje Cypecad.*

## 3.5 Diseño Estructural

### 3.5.1. Análisis de Cargas

#### Determinación de cargas de servicio

Se determinarán cinco tipos de cargas:

- Peso Propio.
- Carga Muerta “CM (tn/m<sup>2</sup>)”.
- Sobrecarga de Uso “Q (tn/m<sup>2</sup>)”.
- Carga de Sismo.
- Carga de Viento.

#### 3.5.1.1 Peso Propio

El peso propio de la estructura el programa CYPECAD por defecto las considera y no es necesario realizar el cálculo.



### 3.5.1.2. Carga Muerta “CM (tn/m<sup>2</sup>)”

- **Carga Muerta Primer Piso**

El programa CYPECAD introduce automáticamente el peso que corresponde a la geometría de la estructura, por lo tanto, se necesita calcular la carga muerta no estructural que son: el peso debido a la carpeta de nivelación de hormigón sobre la losa, mortero para pegar el cerámico, piso cerámico y cielo raso.

#### **Carpeta de Nivelación de Hormigón**

Altura de la carpeta:  $h = 5 \text{ cm}$ .

Peso específico del Hormigón sin armar =  $2300 \text{ kg/m}^3$

La carga permanente por la carpeta de nivelación será:

$$CM_1 \text{ Carpeta de Nivelación} = 2300 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,05 \text{ m} = 115 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_1 = 115 \text{ kg/m}^2$$

#### **Mortero**

Altura del Mortero =  $1 \text{ cm}$

Peso específico del Mortero =  $2100 \text{ kg/m}^3$

La carga permanente por el mortero será:

$$CM_2 \text{ Mortero} = 2100 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,01 \text{ m} = 21 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_2 = 21 \text{ kg/m}^2$$

#### **Piso Cerámico**

Altura del Cerámico =  $1 \text{ cm}$ .

Peso específico del Cerámico =  $1800 \text{ Kg/m}^3$

La carga permanente por el Cerámico será:

$$CM_3 \text{ Cerámico} = 1800 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,01 \text{ m} = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_3 = 18 \text{ kg/m}^2$$

### **Cielo Raso (Primer piso)**

Para el revoque del cielo raso

Altura del cielo raso = 4 cm.

Peso específico del yeso = 1250 kg/m<sup>3</sup>

$$CM_4 \text{ Cielo Raso} = 1250 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,04m = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\mathbf{CM_4 = 50 \text{ kg/m}^2}$$

Al programa se introduce la siguiente carga:

$$q_{cm} = CM_1 + CM_2 + CM_3 + CM_4$$

$$q_{cm} = 115 \text{ kg/m}^2 + 21 \text{ kg/m}^2 + 18 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{carga\ muerta\ total} = 204 \text{ kg/m}^2$$

Por seguridad se adopta:  $\rightarrow q_{cm} = 0,204 \text{ tn/m}^2$

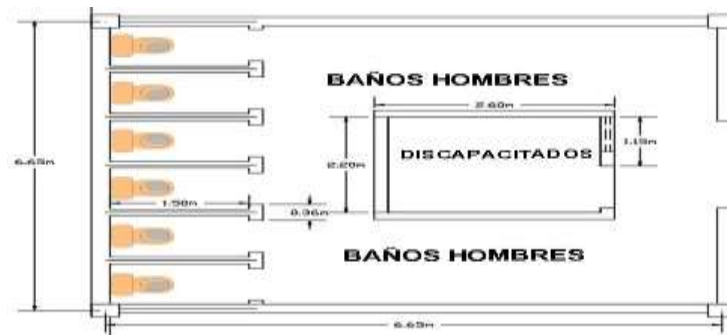
$$\mathbf{q_{cm} = 0,204 \text{ tn/m}^2}$$

### **Tabiquería**

Para determinar el peso de la tabiquería se hará un análisis donde se distribuirá la carga lineal del muro en m<sup>2</sup> sobre la losa:

Tomando como referencia la losa que se encuentra más cargada por el peso del muro.

**Figura N°3.11 Tabiquería sobre la losa**



**Fuente:** Alcaldía Municipal.

Longitud de los muros

$$L = (1,50 \cdot 5 + 0,36 \cdot 5) + 2,20 + 2,60 + 1,15 \text{ m} = 15,25 \text{ m}$$

Área total de los muros:

$$A = 15,25 \cdot 2,5 \text{ m} = 38,125 \text{ m}^2$$

Ahora saco el peso total del muro:

Espesor del muro:  $e = 15 \text{ cm}$

$$P = 161,6 \text{ kg/m} \cdot 38,125 \text{ m} = 6161,00 \text{ kg}$$

Distribuyendo sobre la losa uniforme:

$$\text{Peso muro en } \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) = \frac{6161,00}{6,65 \text{ m} \cdot 6,65 \text{ m}} = 139,32 \text{ kg/m}^2 \approx 0,14 \text{ tn/m}^2$$

- **Carga muerta para Azotea**

El segundo piso es la azotea y en esta las cargas permanentes serán diferentes que los otros forjados, sólo contiene el peso del cielo raso y un contra piso para drenaje en la azotea con una pendiente del 2% para poder drenar las aguas de la terraza y de esta manera no se almacene y produzca infiltraciones.

### **Cielo Raso**

Para el revoque del cielo raso

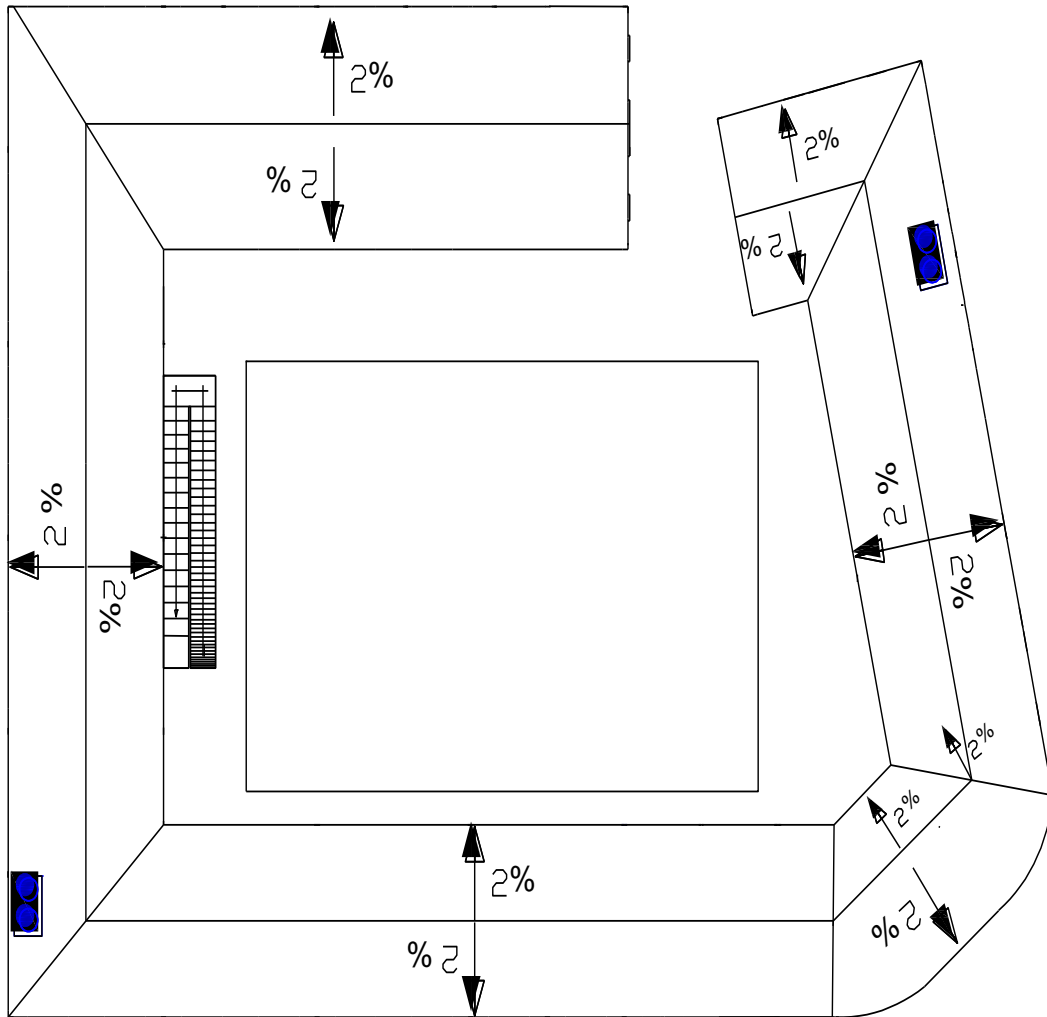
Altura del cielo raso = 4 cm.

Peso específico del yeso = 1250 kg/m<sup>3</sup>

$$CM_1 \text{ Cielo Raso} = 1250 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,04 \text{ m} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{cm} = 50 \text{ kg/m}^2.$$

**Figura N° 3.12 Vista en Planta Azotea**



**Fuente:** Alcaldía de Tarija –Cercado.

### **Contrapiso de drenaje de la azotea**

La pendiente del 2 % de la carpeta de nivelación, para el drenaje de un área de 9,00 m . 9,00 m, la altura de la carpeta de nivelación promedio del área en un extremo es 4,5cm para el cálculo del volumen se usará:

$$h=0,045 \text{ m}$$

$$A_1 = 9 \text{ m} \cdot 9 \text{ m} = 81 \text{ m}^2$$

$$V = A_1 \cdot h$$

$$V = 81 \text{ m} \cdot 0,045 = 3,645 \text{ m}^3$$

Peso específico del hormigón sin Armar = 2300 kg/m<sup>3</sup>

La carga permanente para el contrapiso para drenaje será:

$$CM_2 \text{ Contrapiso para drenaje} = \frac{2300 \text{ kg/m}^3 \cdot 3,645 \text{ m}^3}{9,00 \text{ m} \cdot 9,00 \text{ m}} = 103,5 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{cm} = 103,5 \text{ kg/m}^2$$

Para la terraza la carga permanente será debido a cielo raso y el contrapiso para el drenaje de la terraza para introducirlos en el programa.

Al programa se introduce la siguiente carga:

$$q_{cm} = CM_1 + CM_2$$

$$q_{carga \text{ muerta total}} = 50 \text{ kg/m}^2 + 103,5 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{cm} = 153,5 \text{ kg/m}^2 \approx q_{cm} = 0,1535 \text{ tn/m}^2$$

**Cuadro 3.5 Pesos Específicos Utilizados para obtener las Cargas**

ELEMENTO	PESO (Kg/m <sup>3</sup> )
<b>C. Fábrica de ladrillo</b>	
Cerámico macizo	1.800
Cerámico perforado	1.500
Cerámico hueco	1.200
Silicocalcáreo macizo	2.000
<b>E. Hormigones</b>	
De hormigón , sin armar	2.300
De grava, en masa	2.200
De cascote de ladrillo	1.900
De escoria	1.600
<b>Morteros</b>	
De cal y arena	1.700
De cal, arena y polvo de ladrillos	1.600

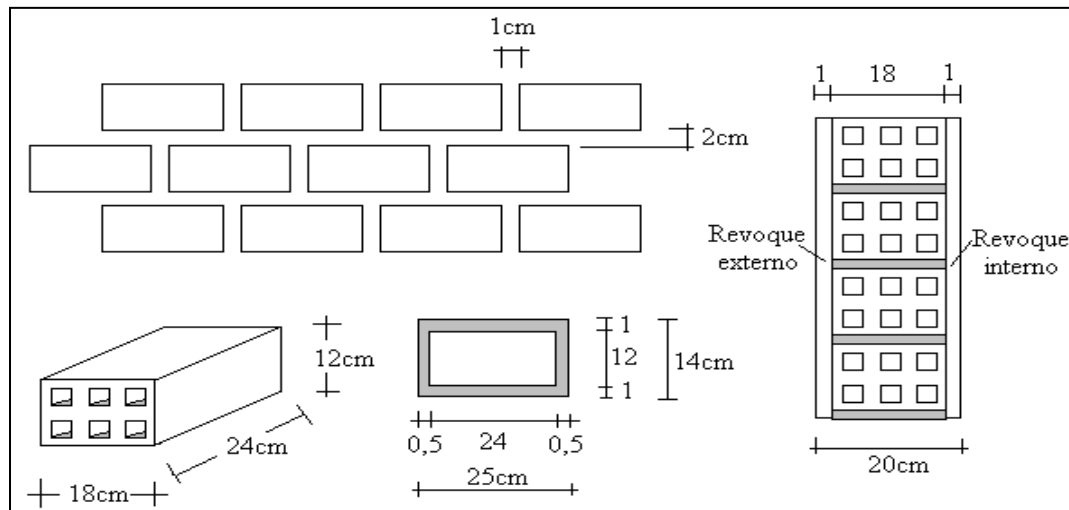
De cemento portland y arena	2.100
De cemento portland cal y arena	1.900
De bitumen y arena	2200
<b>F. Revestimientos</b>	
Argamasa, cemento, cal y arena	1.900
Argamasa, cemento y arena	2.100
Yeso	1.250

**Fuente:** Norma Boliviana Cargas.

## Peso de muros

### Muro 1: Planta baja y primer piso (peso del muro más revoques)

**Figura N°3.13 Características técnicas del Muro de ladrillo**



**Fuente:** Elaboración Propia.

Se utilizará ladrillo de 6 huecos de la marca INCERPAZ por ser reconocida en nuestro medio, su atributo principal en la resistencia para obras de mayor dimensión y mejor tiempo de avance en la construcción de muros, ofreciendo una imagen agradable en el acabado.

Con junta horizontal de 1 cm de espesor y junta vertical de 2 cm de espesor.

Figura N°3.14 Especificaciones Técnicas Ladrillo de 6 Huecos



## LADRILLO 6 HUECOS BIG LISO

**MEDIDAS (cm.)**

LARGO: 24.00  
ANCHO: 12.00  
ALTO: 18.00

Código: 6HBL.

**RENDIMIENTO APROX.**

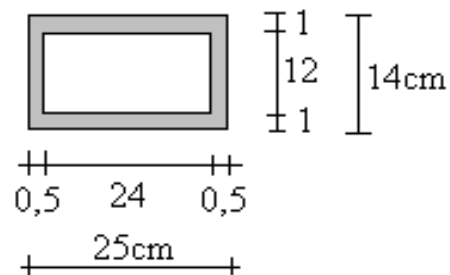
TIZON 32 PIEZAS M2

**PESO NOMINAL (kg.)**

3.60

**Fuente:** Internet.

Peso del Muro de Ladrillo y Mortero:





Número de ladrillos y mortero en 1 ml Horizontal

$$\frac{100cm}{25cm} = 4 \frac{Pza}{ml}$$

Número de ladrillos y mortero en 1 ml Vertical

$$\frac{100cm}{14cm} = 7,14 \frac{Pza}{ml}$$

Número de ladrillos y mortero en 1 m<sup>2</sup> de muro

$$4.7,14 = 28,57 \frac{Pza}{m^2}$$

Volumen de ladrillo en 1 m<sup>2</sup> de muro

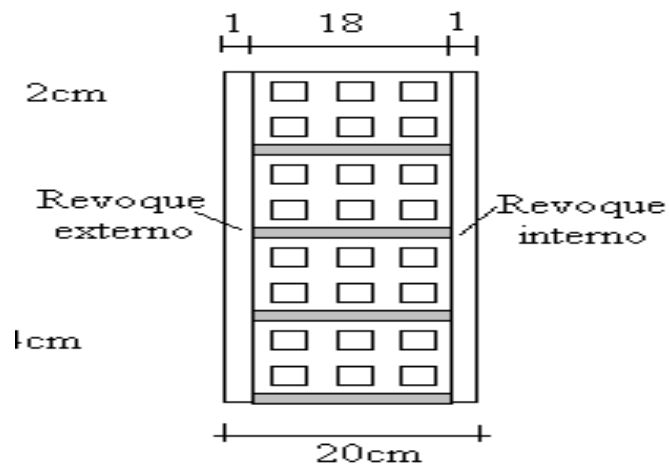
$$(0,18 m. 0,12m. 0,24m). 28,57 = 0,14810688 m^3/m^2$$

Volumen de mortero en 1 m<sup>2</sup> de muro

$$(1m. 1m. 0,18m) / 1m^2 - (0,14810688 m^3/m^2) = 0,0319 m^3/m^2$$

Peso del revoque:

**Fig. N°3.15** *Peso del Revoque del Muro*



*Fuente: Elaboración Propia.*

Entonces peso del Muro de Ladrillo:

Peso del Ladrillo = 3,60 kg.

Peso específico del mortero = 2100 kg/m<sup>3</sup>

Peso específico del yeso = 1250 kg/m<sup>3</sup>

Ladrillo, (3,6 kg/Pza. . 28,57 pza./ m<sup>2</sup>) .....102,85 kg/m<sup>2</sup>

Juntas de mortero, (0,0319 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>. 2100 kg/m<sup>3</sup>) .....66,99 kg/m<sup>2</sup>

Revoque exterior de mortero, (0,010 m. 2100 kg/m<sup>3</sup>) .....21 kg/m<sup>2</sup>

Revoque interior de yeso, (0,010 m. 1250 kg/m<sup>3</sup>) .....12,5 kg/m<sup>2</sup>

**TOTAL. 203,34 kg/m<sup>2</sup>**

### **Peso de Ventanales de Vidrio**

En la planta baja y el primer piso se tendrá ventanales de vidrio de carpintería de aluminio.

Según las especificaciones técnicas de los proveedores:

*Cuadro 3.6 Peso de los Vidrios*

Espesor		Peso Aproximado Kg/m <sup>2</sup>
Milímetros	Pulgadas	
2.5	3/32	6.3
3	1/8	7.6
4	5/32	10.1
5	3/16	12.7
6	1/4	15.2
8	5/16	20.2
10	3/8	25.3
12	1/2	30.4
19	3/4	48.1

Tabla 1: Peso aproximado por metro cuadrado de vidrio, según espesor

*Fuente: Internet.*

### **Peso de Ventanales de Vidrio Planta Baja**

La altura de los ventanales se tomará a 1,50 m de altura menos la altura de viga de 55cm y 30cm de sobrecimiento, menos la altura del muro de 185cm.

Para el ventanal de 1,5m se tomará un espesor de vidrio de 12mm.

$$P_v = (1,5) \text{ m} \cdot 30,4 \text{ kg/m}^2$$

$$\mathbf{CM_1 = 45,6 \text{ kg/m} = 0,0456 \text{ tn/m}}$$

### **Muro planta baja y Primer Piso (peso del muro más revoques)**

El peso del muro se calculó anteriormente =  $203,34 \text{ kg/m}^2$

La altura correspondiente de los muros de piso a piso que se obtiene de los planos arquitectónicos es de  $h = 3,35 \text{ m}$  para la planta baja, se resta la altura de viga de 0,55m y el sobrecimiento de 0,30m y en la primera planta  $h = 3,70 \text{ m}$ .

$$\mathbf{CM = 3,35 \cdot 203,34 = 681,189 \text{ kg/m.}}$$

$$\mathbf{CM_{1v} = 681,189 \text{ kg/m} = 0,681 \text{ tn/m}}$$

$$\mathbf{q_{carga muerta total} = CM_{1v} + CM_{2v} = 0,681 + 0,0456 = 0,7266 \text{ tn/m}}$$

$$\mathbf{CM = 3,70 \cdot 203,34 = 752,358 \text{ kg/m.}}$$

$$\mathbf{CM_2 = 752,358 \text{ kg/m} = 0,752 \text{ tn/m}}$$

### **Peso de Ventanales de Vidrio Primer Piso**

En el primer piso se tendrá ventanales de vidrio de carpintería de aluminio.

La altura de los ventanales se tomará a 1,85 m de altura de piso a piso menos la altura de viga de 0,55cm y menos la altura del muro de 180cm.

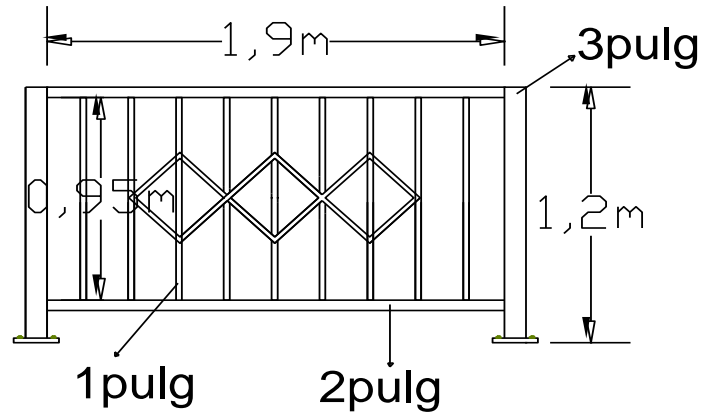
Para el ventanal de 1,50m se tomará un espesor de vidrio de 12mm.

$$P_v = (1,5) \text{ m} \cdot 30,4 \text{ kg/m}^2$$

$$\mathbf{CM_{2v} = 45,6 \text{ kg/m} = 0,0456 \text{ tn/m}}$$

## Peso de Barandado

Fig. N°3.16 Brandado Metálico



Diámetro (pulg)	Longitud (m)	Peso (kg/m)	Numero (pieza)	Peso total (kg)
3'	1,2	4,285	1	14,826
2'	1,9	2,876	2	10,929
1'	0,95	1,549	9	13,245

Fuente: Elaboración Propia.

Peso total de todos los tubos es 39 kg.

La carga muerta por baranda  $Q = \frac{39 \text{ kg}}{2} = 19,5 \text{ kg/m}$ .

### 3.5.1.3 Sobrecarga de Uso “Q (tn/m<sup>2</sup>)”

- **Sobrecarga de Uso para primer piso**

Las sobrecargas de uso que se utilizarán en aulas para la planta baja y primer piso serán en primera instancia la sobrecarga **D. Aulas 300 Kg/m<sup>2</sup> y Corredores en Pisos Superiores a la Planta Baja que corresponde a 400 Kg/m<sup>2</sup>**, y en segunda instancia se cargara zonas de escaleras y accesos que tiene el edificio, la sobrecarga **Escaleras y accesos que corresponde a 500 Kg/m<sup>2</sup>** que se obtendrán del siguiente cuadro:

**Cuadro 3.7 Sobrecargas de Uso utilizadas en el Diseño**

USO DEL ELEMENTO	SOBRECARGA (Kg/m <sup>2</sup> )
Aulas	300
Corredores en pisos superior a la planta baja	400
<b>Escaleras y vías de salida</b>	
Vivienda y hoteles en áreas privadas	300
Todos los demás Ambientes	500

*Fuente: Norma Boliviana de Cargas.*

**Sobrecarga de balcones volados:** los balcones volados de toda clase de edificios se calcularán con una sobrecarga superficial, actuando en sus bordes frontales, de **200 kg/m**. (Norma MV-101/1962) Acciones en la edificación”.

- **Sobrecarga de Uso para (Azotea)**

Las sobrecargas de uso que se utilizarán en la edificación para la azotea se obtendrán del siguiente cuadro:

**Cuadro 3.8 Sobrecargas de Uso utilizadas en el diseño**

USO DEL ELEMENTO	SOBRECARGA (Kg/m <sup>2</sup> )
<b>A. Azoteas</b>	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso

*Fuente: Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán.*

Para obtener la carga del Granizo, multiplíco el peso específico del hielo de 900kg/m<sup>3</sup>, por la altura de granizo acumulada, más desfavorable presentada en Bolivia:  $Q=0,15m \times 900Kg/m^3 = 135kg/m^2 \approx 140 kg/m^2$ .

La sobrecarga de granizo es de  $Q = 140 kg/m^2$  por lo tanto se elige el mayor, de las dos, la sobrecarga que se carga al Programa:  $Q = 140 kg/m^2$  para la azotea.

### 3.5.1.4 Velocidad de viento

Para la determinación de las acciones del viento en el diseño de la edificación se determinó con la norma Argentina CIRSOC 102-2005 por razones expuestas a continuación.

En Bolivia no contamos con una normativa de vientos aprobada, sin embargo, se cuenta con una normativa que está en revisión ANTEPROYECTO DE NORMA BOLIVIANA APBN-1225003-1, la misma cuenta con datos de velocidades del viento para los distintos departamentos del país, estos datos se obtendrán para introducir en el programa para que realice el cálculo de la estructura.

La localización del proyecto es en la ciudad de Tarija, la cercanía de esta ciudad con el país vecino es otra de las razones por la que se tomó la determinación de utilizar esta norma para el cálculo de la acción del viento, la normativa CIRSOC 102-2005 se adecuan con bastante eficacia a nuestro medio.

Los datos Obtenidos de las velocidades del viento para la Ciudad de Tarija se reflejan a continuación en el cuadro 3.9:

*Cuadro 3.9 Velocidades Básicas del Viento en Ciudades*

CIUDAD	V (m/s)
COCHABAMBA	44,3
LA PAZ	29,5
ORURO	29,4
POTOSI	30,2
SANTA CRUZ	42,6
SUCRE	32,4
TARIJA	24,0
TRINIDAD	40,0
COBIJA	26,5

*Fuente: Anteproyecto de la Norma Boliviana apbn-1225003.*

**Cuadro 3.10 Velocidad de viento máxima histórica representada en la ciudad de Tarija**

1	VELOCIDAD DEL VIENTO (nudos/hr a 10mt)													
2														
3														
4	Estación: AEROPUERTO										Lat. S.: 21° 32' 48"			
53	1998	6.0	8.0	6.0	8.0	11.0	10.0	7.0	8.0	12.0	12.0	9.0	11.0	12.0
54	1999	8.0	6.0	9.0	10.0	10.0	13.0	9.0	9.0	10.0	8.0	9.0	8.0	13.0
55	2000	6.0	6.0	6.0	10.0	16.0	15.0	18.0	11.0	11.0	10.0	11.0	8.0	18.0
56	2001	7.0	6.0	8.0	11.0	8.0	11.0	11.0	13.0	11.0	11.0	11.0	9.0	13.0
57	2002	11.0	6.0	12.0	8.0	9.0	7.0	16.0	17.1	14.0	10.0	11.0	10.0	17.1
58	2003	9.0	10.0	6.0	11.0	11.0	9.0	8.0	16.0	13.0	12.0	12.0	10.0	16.0
59	2004	8.0	9.0	9.0	12.0	10.0					23.0	27.0	10.0	
60	2005						9.0	23.0	25.0	25.0	22.0			
61	2006	25.0		8.0	9.0	6.0	23.0	20.0	32.0	32.0	27.0	32.0	25.0	
62	2007	23.0	25.0	20.0	30.0	30.0	25.0	25.0	30.0	30.0	25.0	26.0	30.0	30.0
63	2008	7.0	25.0	25.0		30.0	25.0	35.0	30.0	30.0	30.0	25.0		
64	2009	25.0	30.0		25.0	25.0		45.0	35.0	35.0	30.0	25.0	30.0	
65	2010	22.0	30.0			30.0		30.0	30.0	30.0	25.0	22.0	25.0	
66	2011	20.0					23.0	24.0	25.0	25.0	30.0	25.0	27.0	
67	2012	35.0		25.0	24.0			26.0		30.0	25.0		25.0	
68	2013	20.0					25.0	32.0		35.0	25.0	28.0	25.0	
69	2014	30.0	25.0	25.0		25.0	27.0	32.0	27.0	28.0	27.0		25.0	
70	2015	30.0				20.0	25.0	30.0	27.0	25.0	20.0	25.0	20.0	
71	2016				25.0			25.0	22.0			25.0		
72	2017													
73	2018						30.0	25.0			27.0			
74	2019	20.0	25.0		20.0		25.0	20.0	20.0	27.0	25.0			
75	MEDIA	35.0	30.0	25.0	30.0	30.0	30.0	45.0	35.0	35.0	30.0	32.0	30.0	45.0

Fuente: Senamhi.



La velocidad de viento se toma la más desfavorable **24 m/s**.

### 3.5.2. Cubierta de Losa

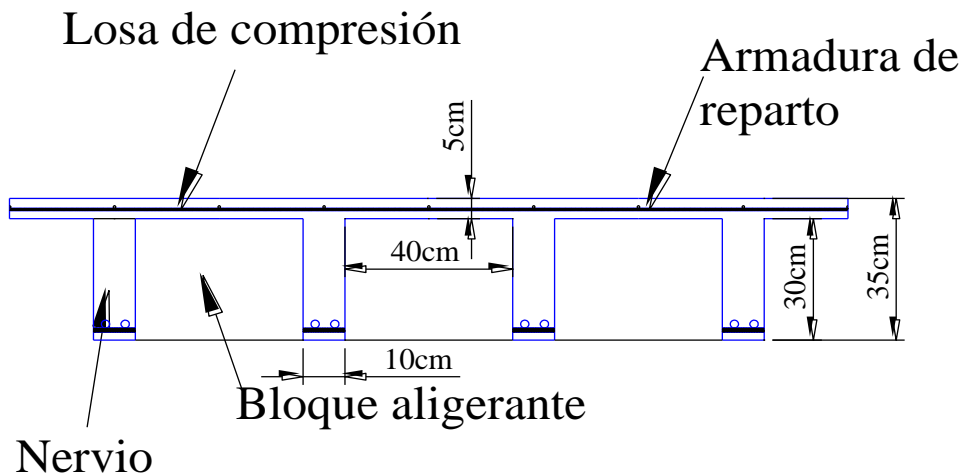
Diseño de la losa reticular

Dimensiones de la losa reticular para la luz de 9,00m x 6,45m.

*Cuadro 3.11 Dimensiones de la losa reticular*

Dimensiones de la losa reticular (9,00m x 6,45m)	
Parámetros	(cm)
Espesor de la losa de compresión	5
Altura de nervio	30
Canto total	35
Base de nervio	10
Separación entre nervios	50
Luz libre entre nervios	40
Longitud mayor de la losa	900
Recubrimiento	3,5
Altura útil de Losa	31,5

*Fig. N°3.17: Geometría de la losa Reticular*



*Fuente: Elaboración Propia.*



**Cuadro 3.12 Resumen de resultados para los momentos máximos positivos y negativos**

CÁLCULO	AREA $\frac{cm^2}{1m (ancho)}$	COMPARACION	(Cype) AREA $\frac{cm^2}{1m (ancho)}$	
$M_{y-}$	1,93	$\leq$	2,87	2 $\phi$ 10 c/Nervio
$M_{y+}$	3,55	$\leq$	3,63	1 $\phi$ 12+2 $\phi$ 10 c/Nervio
$M_{x-}$	5,71	$\leq$	6,15	2 $\phi$ 16 c/Nervio
$M_{x+}$	2,36	$\leq$	2,43	3 $\phi$ 10 c/Nervio

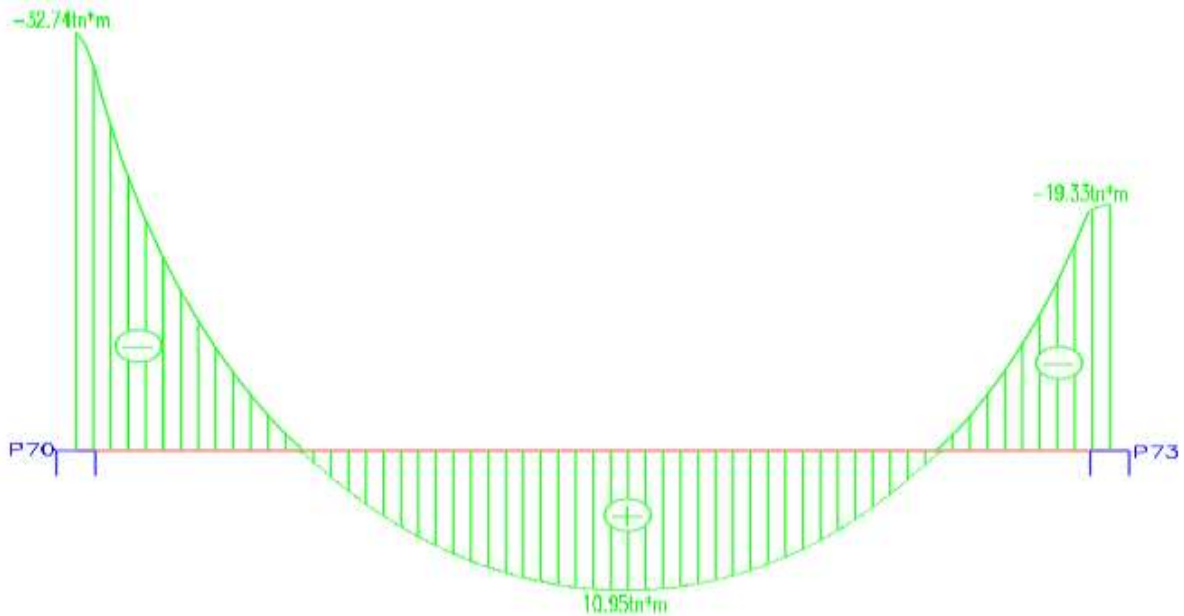
El detallamiento del cálculo se lo adjunta al aporte académico.

### 3.5.3. Pórticos

#### 3.5.3.1. Vigas

Verificación de la armadura longitudinal negativa para la viga entre el P-70 y P-73.

Figura N°3.18: Envolvente de Diseño de la Viga



Fuente: Modelaje Cypecad.

Verificación de la armadura negativa para la viga en el lado izquierdo apoyado sobre P-70.

#### Datos:

Momento Máximo Negativo Mayorado	$M_d = 32,74 \text{ t}\cdot\text{m} = 3274000 \text{ kg}\cdot\text{cm}$
Base de la Viga	$b_w = 25 \text{ cm}$
Resistencia del Hormigón	$f_{ck} = 210 \text{ kg}/\text{cm}^2$
Resistencia del Acero	$f_{yk} = 5000 \text{ kg}/\text{cm}^2$
Resistencia de cálculo del Hormigón	$f_{cd} = 140,00 \text{ kg}/\text{cm}^2$
Resistencia de cálculo del acero	$f_{yd} = 4347,83 \text{ kg}/\text{cm}^2$
$\gamma_c = 1,5$ ; $\gamma_s = 1,15$ ; $\gamma_f = 1,6$	

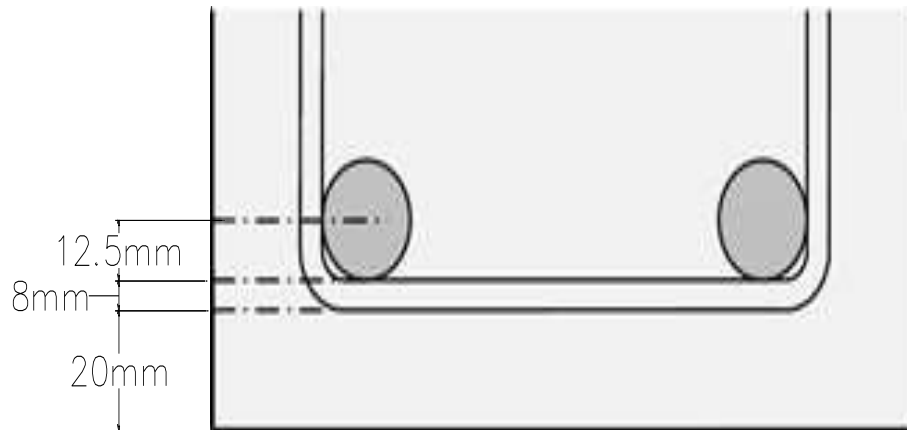
## Recubrimiento

Precipitación media anual Tarija =608,16mm

Grado de exposición:  $\pi a$

Para una vida útil de 50 años  $r=20\text{mm}$

*Figura N°3.19: Recubrimiento*



*Fuente: Hormigón Armado EHE-08 Pág. 48.*

$$r_m = r_{nom} + \varnothing_t + \frac{\varnothing}{2}$$

$$r = 20\text{mm} + 8\text{mm} + 12,5\text{mm} = 40,5\text{mm} \approx r = 4,5 \text{ cm constructivo}$$

## Canto mínimo

$$d_{min} = \sqrt{\frac{1}{\mu_{lim}}} \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}}$$

$$d_{min} = 1,77 \cdot \sqrt{\frac{3274000 \text{Kg-cm}}{25 \text{ cm} \cdot 140 \text{ kg/cm}^2}} = 54,13\text{cm}$$

## Altura mínima

$$H_{min} = d_{min} + r = 54,13\text{cm} + 4,5\text{cm} = 58,63\text{cm} \approx 60\text{cm}$$

La viga es muy peraltada casi todos los valores de  $\mu$  de todos los tramos de las vigas caen en el dominio dos.

Por lo tanto, se utilizará:

$$H=55\text{cm}$$

Canto Útil de la Sección:

$$d = H-r$$

$$d = 55\text{cm} - 4,5 \text{ cm} = 50,5\text{cm}$$

**Determinación del momento reducido de cálculo:  $\mu_d$**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{32,74 \cdot 1000 \cdot 100\text{Kg} \cdot \text{cm}}{25\text{cm} \cdot (50,5\text{cm})^2 \cdot 140,00 \text{ kg/cm}^2} = 0,367$$

Entonces:  $\mu_{lim} = 0,319$  valor obtenido en función al tipo de acero  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$

Como:

$\mu_d > \mu_{lim}$  necesita armadura a compresión

$$0,367 > 0,319$$

Compresión

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

$$w_{s2} = \frac{0,367 - 0,319}{1 - \frac{4,5\text{cm}}{50,5\text{cm}}} = 0,0527$$

Tracción

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

$$w_{s1} = 0,432 + 0,0527 = 0,485$$

**Determinación de la armadura:  $A_s$**

Compresión

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

$$A_{s2} = 0,0527 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 50,5 \text{ cm} \cdot \frac{140,00 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{s2} = 2,14 \text{ cm}^2$$

Tracción

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

$$A_{s1} = 0,485 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 50,5 \text{ cm} \cdot \frac{140,00 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{s1} = 19,72 \text{ cm}^2$$

### Determinación de la armadura mínima: $A_{smin}$

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$\omega_{min} = 0,0028$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25\text{cm} \cdot 50,5\text{cm} = 3,54 \text{ cm}^2$$

Por norma:

Armadura a tracción

$$A_{s1} \geq \begin{cases} A_{s1} \\ A_{smin} \end{cases} \quad A_{s1} = 19,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} \geq \begin{cases} A_{s2} \\ A_{smin} \end{cases} \quad A_{s2} = 3,54 \text{ cm}^2$$

Para determinar la armadura a tracción se usara los siguiente diámetro:  $\Phi = 25 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s\Phi25} = 4,909 \text{ cm}^2$ , y el diámetro:  $\Phi = 10 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s\Phi10} = 0,785 \text{ cm}^2$  entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 4\Phi25 + 2\Phi10$$

$$A_{s\Phi25} = 4 \cdot 4,909 \text{ cm}^2 = 19,63\text{cm}^2$$

$$A_{s\Phi10} = 2 \cdot 0,785 \text{ cm}^2 = 1,57\text{cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{sreal} = 21,21\text{cm}^2$$

$$21,21\text{cm}^2 > 19,72\text{cm}^2 \quad \text{ok}$$

**Se utilizará: 4  $\Phi$ 25 + 2 $\Phi$ 10mm**

Elección = **4  $\Phi$ 25 + 2 $\Phi$ 10mm (Tracción)**

CYPECAD = **4 $\Phi$ 25 mm+2 $\Phi$ 10 mm**

Para determinar la armadura a compresión usara el siguiente diámetro:  $\Phi = 16 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s\Phi16} = 2,01 \text{ cm}^2$ , y el diámetro:  $\Phi = 10 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s\Phi10} = 0,785 \text{ cm}^2$  entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 2\Phi16.$$

$$A_{s\Phi16} = 2 \cdot 2,01 \text{ cm}^2 = 4,02\text{cm}^2$$

$$4,02 \text{ cm}^2 > 3,54 \text{ cm}^2 \text{ Ok}$$

**Se utilizara: 2  $\Phi$ 16.**

Elección = **2  $\Phi$ 16mm (Compresión)**

CYPECAD = **2 $\Phi$ 16 mm**

**Verificación de la armadura negativa para la viga en el lado derecho apoyado sobre P-73.**

**Datos:**

Momento Máximo Negativo Mayorado  $M_d = 19,33 \text{ t-m} = 1933000 \text{ kg-cm}$

Canto de la Viga  $d = 50,5 \text{ cm}$

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

Recubrimiento mecánico  $r = 4,5 \text{ cm}$

Canto Útil de la Sección  $d = 55 \text{ cm} - 4,5 \text{ cm} = 50,5 \text{ cm}$

Resistencia de cálculo del Hormigón  $f_{cd} = 140,00 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero  $f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}$

**Determinación del momento reducido de cálculo:  $\mu_d$**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1933000 \text{ kg-cm}}{25 \text{ cm} \cdot (50,5 \text{ cm})^2 \cdot 140,00 \text{ kg/cm}^2} = 0,217$$

Entonces:  $\mu_{lim} = 0,319$  valor obtenido en función al tipo de acero  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$

Como:

$\mu_d < \mu_{lim}$  no se necesita armadura a compresión.

$$0,217 < 0,319$$

### Cálculo de la armadura en tracción

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ $\omega_s$ ”.

Con:  $\mu_d = 0,217$  se obtiene una cuantía mecánica de  $\omega_s = 0,2569$

### Determinación de la armadura: $A_s$

$$A_s = \omega_{s1} \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,2569 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 50,5 \text{ cm} \cdot \frac{140,00 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 10,44 \text{ cm}^2$$

### Determinación de la armadura mínima: $A_{smin}$

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$\omega_{min} = 0,0028$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 50,5 \text{ cm} = 3,54 \text{ cm}^2$$

Como:  $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 10,44 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerara el siguiente diámetro:  $\Phi = 20 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s\Phi20} = 3,14 \text{ cm}^2$ , y el diámetro:  $\Phi = 10 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s\Phi10} = 0,785 \text{ cm}^2$  entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 3\Phi20 + 2\Phi10$$

$$A_{s\Phi20} = 3 \cdot 3,14 \text{ cm}^2 = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\Phi10} = 2 \cdot 0,785 \text{ cm}^2 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{sreal} = 10,99 \text{ cm}^2$$

$$10,99 \text{ cm}^2 > 10,44 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

**Se utilizará: 3  $\Phi20$  + 2  $\Phi10$  mm**

Elección = 3  $\Phi20$  + 2  $\Phi10$  mm

CYPECAD = 3  $\Phi20$  + 2  $\Phi10$  mm

### Verificación de la armadura positivo

Momento Máximo Positivo Mayorado	$M_d = 10,95 \text{ t-m} = 1095000 \text{ kg-cm}$
Canto de la Viga	$h = 55 \text{ cm}$
Base de la Viga	$b_w = 25 \text{ cm}$
Recubrimiento superior e inferior de la armadura	$r = 4,5 \text{ cm}$
Canto Útil de la Sección	$d = 55 \text{ cm} - 4,5 \text{ cm} = 50,5 \text{ cm}$
Resistencia de cálculo del Hormigón	$f_{cd} = 140 \text{ kg/m}$
Resistencia de cálculo del acero	$f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$

### Determinación del momento reducido de cálculo: $\mu_d$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1095000 \text{ kg-cm}}{25 \text{ cm} \cdot (50,5 \text{ cm})^2 \cdot 140,00 \text{ kg/cm}^2} = 0,123$$

Entonces:  $\mu_{lim} = 0,319$  valor obtenido en función al tipo de acero  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$

Como:

$\mu_d < \mu_{lim}$  no se necesita armadura a compresión

$$0,123 < 0,319$$

### Cálculo de la armadura en tracción

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ $\omega_s$ ”

Con:  $\mu_d = 0,123$  interpolando se obtiene una cuantía mecánica de  $\omega_s = 0,1342$

### Determinación de la armadura: $A_s$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1342 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 50,5 \text{ cm} \cdot \frac{140,00 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$
$$A_s = 5,45 \text{ cm}^2$$



### **Determinación de la armadura mínima: $A_{smin}$**

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$\omega_{min} = 0,0028$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 50,5 \text{ cm} = 3,54 \text{ cm}^2$$

Como:  $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 5,45 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerara el siguiente diámetro:  $\Phi = 16 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s\Phi16} = 2,01 \text{ cm}^2$ , y el diámetro:  $\Phi = 10 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s\Phi10} = 0,785 \text{ cm}^2$  entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 2\Phi16 + 2\Phi10$$

$$A_{s\Phi16} = 2 \cdot 2,01 \text{ cm}^2 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\Phi10} = 2 \cdot 0,785 \text{ cm}^2 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{sreal} = 5,59 \text{ cm}^2$$

$$5,59 \text{ cm}^2 > 5,45 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

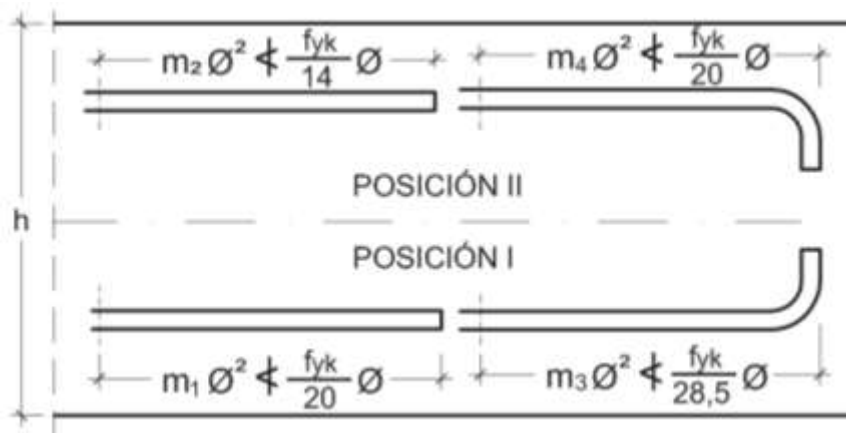
**Se utilizara: 2  $\Phi16$  + 2  $\Phi10$  mm**

**Elección = 2  $\Phi16$  + 2  $\Phi10$  mm**

**CYPECAD = 2  $\Phi16$  + 2  $\Phi10$  mm**

## Anclaje

Figura N°3.20: Longitudes de Anclaje en Centímetros ( $\emptyset$  en centímetros)



De la tabla 2.4 se obtiene el valor de  $m_2=27$  para un hormigón de  $200 \text{ kg/ cm}^2$  y  $m_2=20$  para un hormigón de  $250 \text{ kg/ cm}^2$ , en este caso se está trabajando con hormigón de  $210 \text{ kg/ cm}^2$  y aceros de  $5000 \text{ kg/ cm}^2$  por lo tanto se tomará el valor de  $m_2$  más desfavorable.

Longitud de anclaje superior izquierdo:

$$l_b = m_2 \cdot \emptyset^2 = 27 \cdot 2,5^2 = 168,75 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{yk}}{14} \cdot 2,5 = \frac{500}{14} \cdot 2,5 = 89,28 \text{ cm}$$

$$168,75 \text{ cm} > 89,28 \text{ cm} \text{ cumple}$$

$$\text{Se tomará } l_b = 168,75 \text{ cm}$$

Longitud de anclaje inferior:

$$l_b = m_2 \cdot \emptyset^2 = 19 \cdot 1,6^2 = 48,64 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{yk}}{14} \cdot 1,6 = \frac{500}{20} \cdot 1,6 = 40,00 \text{ cm}$$

$$48,64 \text{ cm} > 40,00 \text{ cm} \text{ cumple}$$

$$\text{Se tomará } l_b = 48,64 \text{ cm}$$

Longitud de anclaje superior derecho:

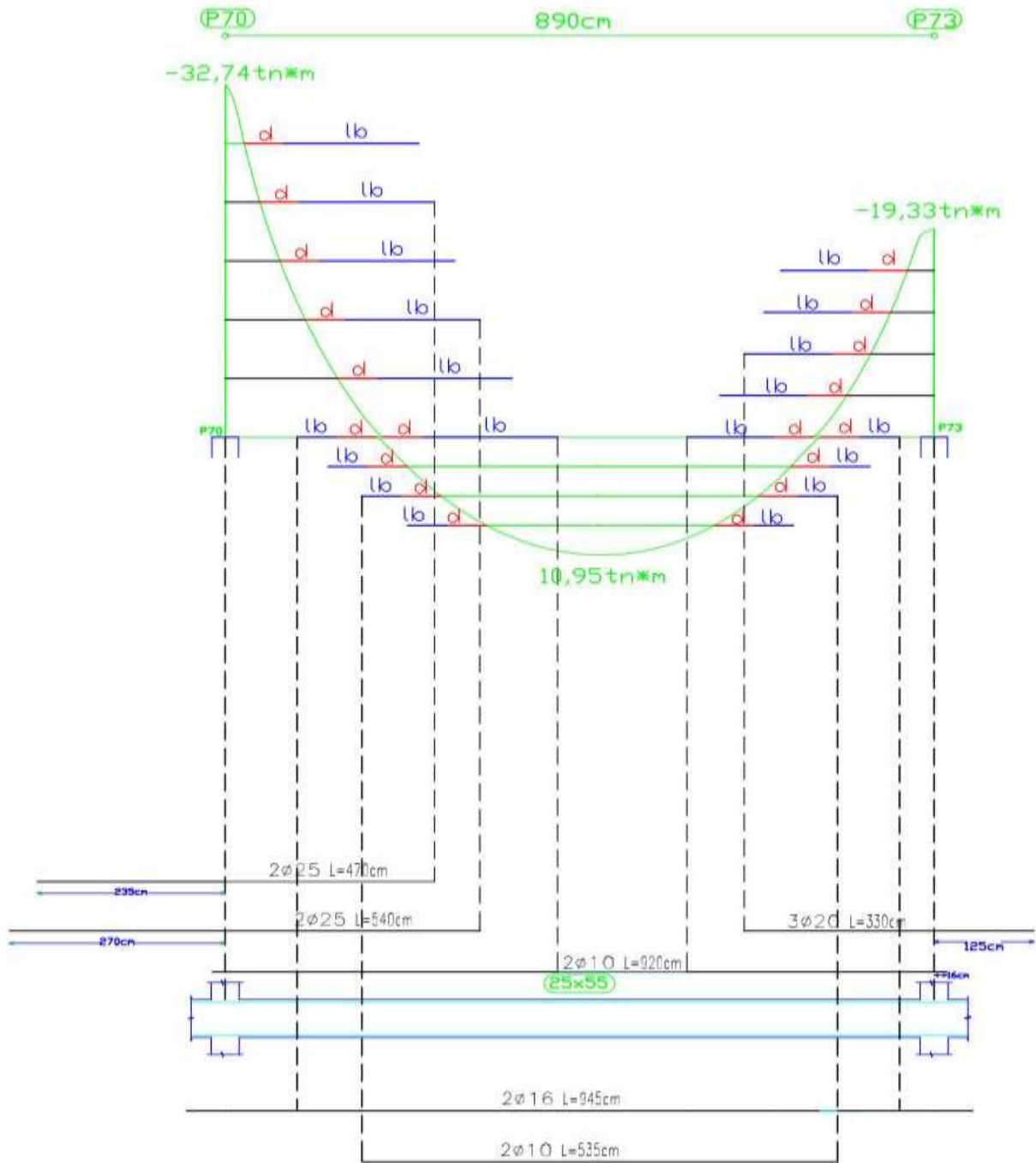
$$l_b = m_2 \cdot \phi^2 = 27 \cdot 2,0^2 = 108,00 \text{ cm}$$

$$\frac{f_{yk}}{14} \cdot 2,0 = \frac{500}{14} \cdot 2,0 = 71,43 \text{ cm}$$

108,00 cm > 71,43 cm cumple

Se tomará  $l_b = 108,00 \text{ cm}$

Figura N°3.21 Decalamiento de armadura longitudinal



Fuente: Elaboración Propia.

**Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la P-70  
lado izquierdo de la viga.**

**Datos:**

$$V_d = 27,79 \text{ tn} = 27790 \text{ Kg}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

$$r = 4,5 \text{ cm}$$

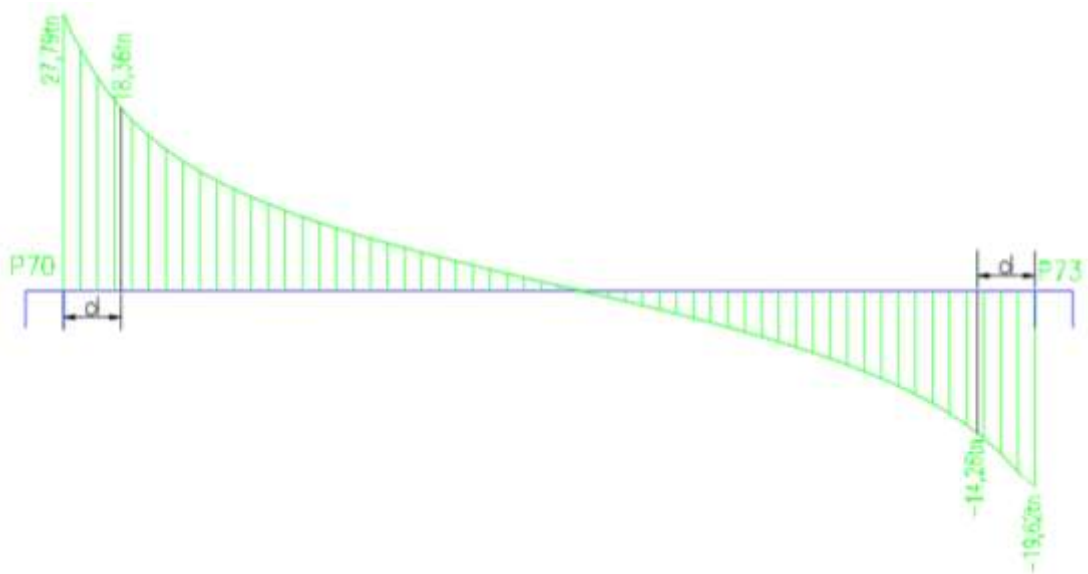
$$d = 55 \text{ cm} - 4,5 \text{ cm} = 50,5 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 140,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1,5 ; \quad \gamma_s = 1,15 ; \quad \gamma_f = 1,6$$

**Figura N°3.22 Fuerzas cortantes presentes en el elemento, sobre la cara del apoyo y a una distancia igual al canto útil:**



**Fuente:** Modelaje Cypecad.

$$V_{rd1} = 27,79 \text{ tn} = 27790 \text{ kg.}$$

$$V_{rd2} = 18,36 \text{ tn} = 18360 \text{ kg.}$$

### Comprobación de agotamiento por compresión oblicua del alma ( $V_{u1}$ )

$$V_{u1} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{u1} = 0,30 \cdot 140,00 \text{ kg/cm}^2 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 50,5 \text{ cm}$$

$$V_{u1} = 53025 \text{ kg}$$

Dónde:

$$V_{u1} = 53025 \text{ kg} > V_{rd1} = 27790 \text{ kg} \quad \text{Cumple!!!}$$

### Cortante de agotamiento por tracción en el alma ( $V_{u2}$ )

$$V_{u2} = V_{cu} = f_{cv} \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140,00} = 5,916 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 5,916 \text{ kg/cm}^2 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 50,5 \text{ cm} = 7468,95 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_{rd2} \leq V_{cu} \quad \text{No cumple}$$

$$18360 \text{ kg} \leq 7468,95 \text{ kg} \quad \text{No cumple}$$

No cumple por lo que se deberá disponer de armadura transversal a cortante.

### Agotamiento de piezas con armadura de cortante ( $V_d$ )

$$V_{cu} < V_{rd2} < V_{u1}$$

$$7468,95 \text{ kg} < 18360 \text{ Kg} < 53025 \text{ Kg}$$

$$V_{su} = V_{rd2} - V_{cu}$$

$$V_{su} = 18360 \text{ Kg} - 7468,95 \text{ kg} = 10891,05 \text{ Kg}$$

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

Armadura para  $1 \text{ m}^2$  de longitud:

$$A_{st} = \frac{10891,05 \text{ kg} \cdot 100 \text{ cm}}{0,90 \cdot 50,5 \text{ cm} \cdot 3652,17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{st} = 6,56 \text{ cm}^2$$

Calculo de la armadura mínima

$$A_{st_{min}} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot bw \cdot t}{0,90 \cdot f_{yd}}$$

$$A_{st_{min}} = \frac{0,02 \cdot 140,00 \text{ kg/cm}^2 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 100\text{cm}}{0,90 \cdot 3652,17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{st_{min}} = 2,13\text{cm}^2$$

Se debe elegir el mayor:

$$A_{st} = 6,56 \text{ cm}^2$$

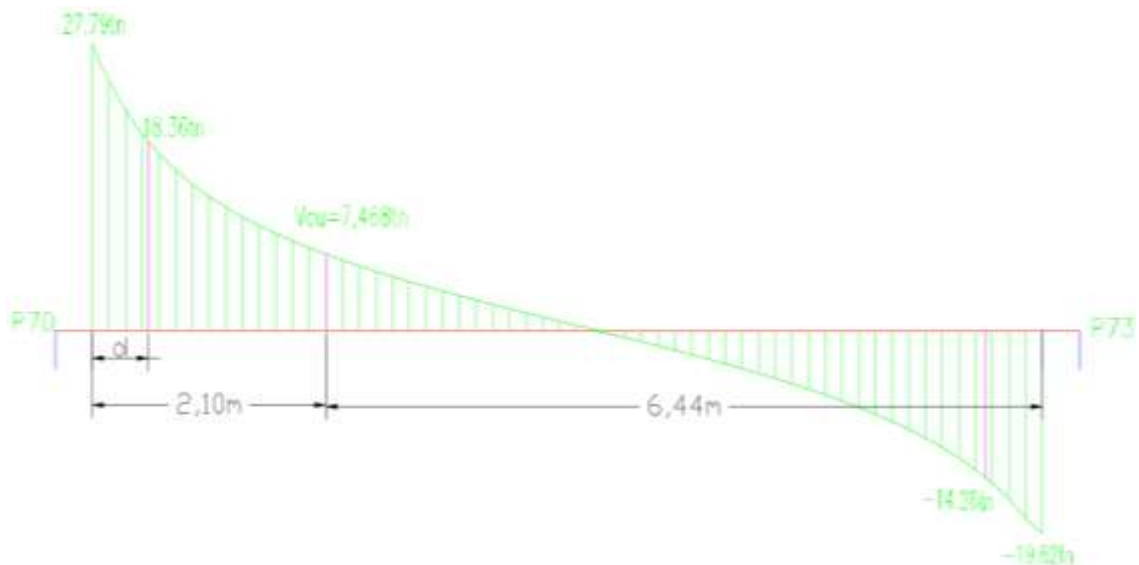
**Área final de armadura**

$$A_{s_{final}} = \frac{A_{st}}{2_{piernas}} = \frac{6,56 \text{ cm}^2}{2} = 3,28 \text{ cm}^2$$

$$\Phi 6 = \frac{3,28}{0,283} = 11,59 = 12 \quad \text{espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{12} = 8,33 \text{ cm} \approx 7,5 \text{ cm}$$

$$\Phi 8 = \frac{3,28 \text{ cm}}{0,503} = 6,52 = 7 \quad \text{espaciamiento} = \frac{100\text{cm}}{7} = 14,29 \text{ cm} \approx 12,5 \text{ cm}$$

**Figura N°3.23: Representación Gráfica de los esfuerzos de corte presentes en la Viga**



**Fuente:** Modelaje Cypecad.

Numero de estribos

$$N^{\circ} = \frac{x}{\text{espaciamiento}} + 1 = \frac{210}{12,5} + 1 = 18 = \text{piezas}$$

18  $\Phi 8$  c/12,5.

**Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la P-73 lado derecho de la viga.**

Datos:

$h = 55$  cm

$b_w = 25$  cm

$d = 55$  cm  $- 4,5$  cm =  $50,5$  cm

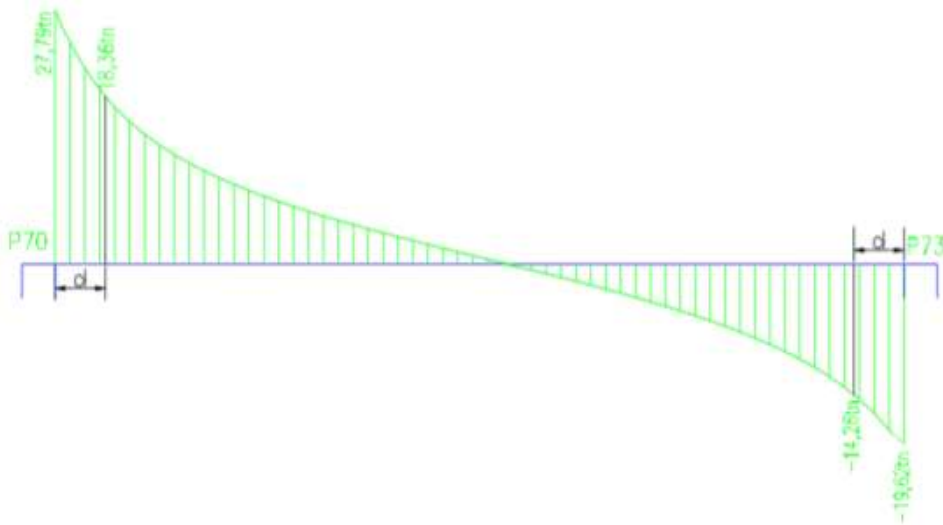
$f_{cd} = 140,00$  kg/cm<sup>2</sup>

$f_{yd} = 3652,17$  kg/cm<sup>2</sup>

$\gamma_c = 1,5$  ;  $\gamma_s = 1,15$  ;  $\gamma_f = 1,6$

Fuerzas cortantes presentes en el elemento, sobre la cara del apoyo y a una distancia igual al canto útil:

**Figura N°3.24: Representación Gráfica de los esfuerzos de corte presentes en la Viga**



**Fuente:** Modelaje Cypecad.

$$V_{rd1} = 19,62 \text{tn} = 19620 \text{ kg}$$

$$V_{rd2} = 14,26 \text{tn} = 14260 \text{ kg}$$



### Comprobación de agotamiento por compresión oblicua del alma ( $V_{u1}$ )

$$V_{u1} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$
$$V_{u1} = 0,30 \cdot 140,00 \text{ kg/cm}^2 \cdot 25\text{cm} \cdot 50,5 \text{ cm}$$
$$V_{u1} = 53025 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_{u1} = 53025 \text{ kg} > V_{rd1} = 19620 \text{ kg} \text{ Cumple!!!}$$

### Cortante de agotamiento por tracción en el alma ( $V_{u2}$ )

$$V_{u2} = V_{cu} = f_{cv} \cdot b_w \cdot d$$
$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140,00} = 5,916 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 5,916 \text{ kg/cm}^2 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 50,5 \text{ cm} = 7468,95 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_{rd2} \leq V_{cu} \text{ No cumple}$$
$$14260 \text{ kg} \leq 7468,95 \text{ kg} \text{ No cumple}$$

No cumple por lo que se deberá disponer de armadura transversal a cortante.

### Agotamiento de piezas con armadura de cortante ( $V_d$ )

$$V_{cu} < V_{rd2} < V_{u1}$$
$$7468,95 \text{ kg} < 14260 \text{ kg} < 53025 \text{ kg}$$
$$V_{su} = V_{rd2} - V_{cu}$$
$$V_{su} = 14260 \text{ kg} - 7468,95 \text{ kg} = 6791,05\text{kg}$$
$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot s}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}}$$
$$A_{st} = \frac{6791,05 \text{ kg} \cdot 100\text{cm}}{0,90 \cdot 50,5 \text{ cm} \cdot 3652 \cdot 17 \text{ kg/cm}^2}$$
$$A_{st} = 4,09 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{st_{min}} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot bw \cdot t}{0,90 \cdot f_{yd}}$$

$$A_{st_{min}} = \frac{0,02 \cdot 140,00 \text{ kg/cm}^2 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}}{0,90 \cdot 3652,17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{st_{min}} = 2,13 \text{ cm}^2$$

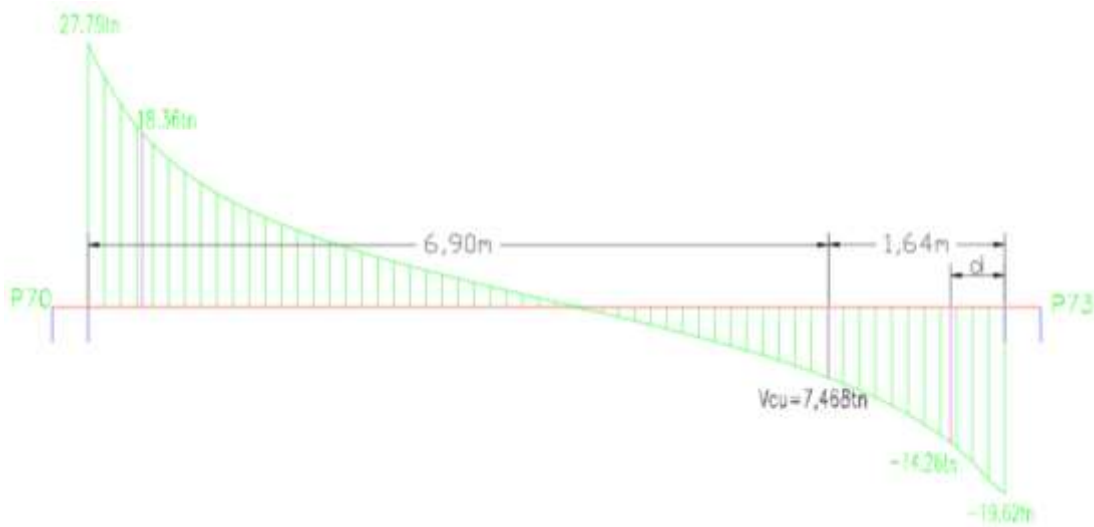
Área final de armadura

$$A_{s_{final}} = \frac{A_{st}}{2_{piernas}} = \frac{4,09 \text{ cm}^2}{2} = 2,045 \text{ cm}^2$$

$$\Phi 6 = \frac{2,045}{0,283} = 7,23 = 8 \quad \text{espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{8} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\Phi 8 = \frac{2,045}{0,503} = 4,07 = 5 \quad \text{espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{5} = 20 \text{ cm}$$

**Figura N°3.25: Representación Gráfica de los esfuerzos de corte presentes en la Viga**



**Fuente: Modelaje Cypecad.**

### Número de estribos

$$N^{\circ} = \frac{x}{\text{espaciamiento}} + 1 = \frac{164}{20} + 1 = 9,2 = 10 \text{ piezas}$$

**10  $\Phi 8$  c/20.**

### Armadura mínima en la parte central

Espaciamiento  $s_t \leq 30$  cm

$$s_t \leq 0,85d = 0,85 \cdot 50,5 \text{ cm} = 42,93 \text{ cm}$$

$$s_t \leq 3b = 3 \cdot 25 \text{ cm} = 75 \text{ cm}$$

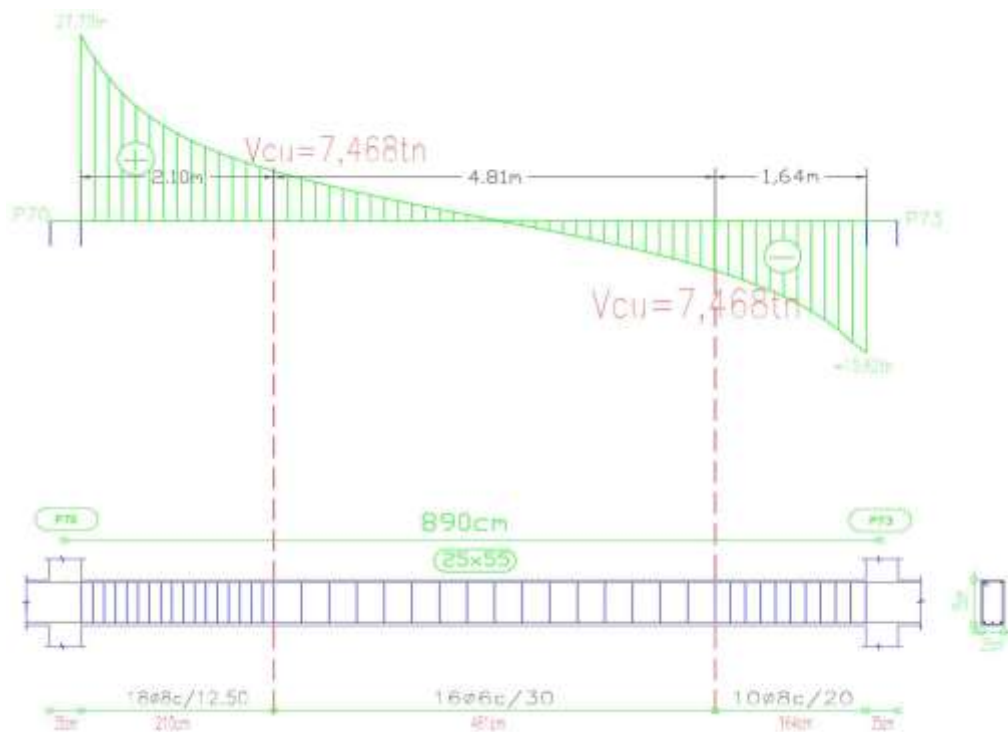
Adoptamos el menor  $s_t = 30$  cm

### Numero de estribos

$$N^{\circ} = \frac{x}{\text{espaciamiento}} = \frac{481}{30} = 16,03 = 16 \text{ piezas}$$

**16  $\Phi 6$  c/30.**

*Figura N°3.26: Detalle de la Armadura de Estribos*



*Fuente: Elaboración Propia.*

**Cuadro 3.13: Resumen General de Resultados de Viga**

Viga entre las Columnas C-70 y C-73	Área necesaria manual	Armadura adoptada	Área necesaria CYPECAD	Armadura CYPECAD	Diferencia en (%)
Armadura longitudinal inferior positiva	5,45cm <sup>2</sup>	2Φ16mm + 2Φ10 mm	5,53cm <sup>2</sup>	2Φ16mm + 2Φ10mm	1,44%
Armadura longitudinal superior negativa lado izquierdo apoyado sobre la P-70	19,72 cm <sup>2</sup>	4Φ25mm + 2Φ10 mm	20,52 cm <sup>2</sup>	4Φ25mm +2Φ10 mm	3,89%
Armadura longitudinal inferior negativa lado izquierdo apoyado sobre la P-70	3,54cm <sup>2</sup>	2Φ16 mm	3,85 cm <sup>2</sup>	2Φ16 mm	8,05%
Armadura longitudinal superior negativa lado derecho apoyado sobre la P-73	10,44cm <sup>2</sup>	3Φ20mm + 2Φ10 mm	10,78cm <sup>2</sup>	3Φ20mm +2Φ10 mm	3,15%
Armadura transversal lado izquierdo apoyado P-70	6,56cm <sup>2</sup>	18Φ 8mm c/12,5 cm	7,26cm <sup>2</sup>	19Φ 8mm c/13cm	9,64%
Armadura transversal lado derecho apoyado P-73	4,09cm <sup>2</sup>	10Φ 8mm c/20 cm	4,76cm <sup>2</sup>	12Φ 8mm c/20 cm	14,07%

*Fuente: Elaboración Propia.*

### 3.5.3.2. Columnas

#### Verificación del Diseño de la Columna

#### Diseño de columna C-26

#### Datos:

Resistencia característica de H°A°	$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia característica de acero	$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento	$r = 4 \text{ cm}$
Dimensiones	$b = 35 \text{ cm.}; h = 35 \text{ cm.}$
Longitud	$L = 4.2 \text{ m}$
Axil de cálculo	$N_d = 150180 \text{ kg}$
Momento de cálculo en dirección x	$M_{dx} = 2980 \text{ kg.m}$
Momento de cálculo en dirección y	$M_{dy} = 3470 \text{ kg.m}$

N(t)	Mx(t.m)	My(t.m)
150.18	2.98	3.47
135.69	1.86	3.16
135.22	2.71	2.09
135.04	2.68	4.15
134.76	3.44	3.11
103.62	2.85	2.39
97.77	1.94	3.32

#### Característica de la columna

$$I_x = I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = 125052.0833 \text{ cm}^4$$

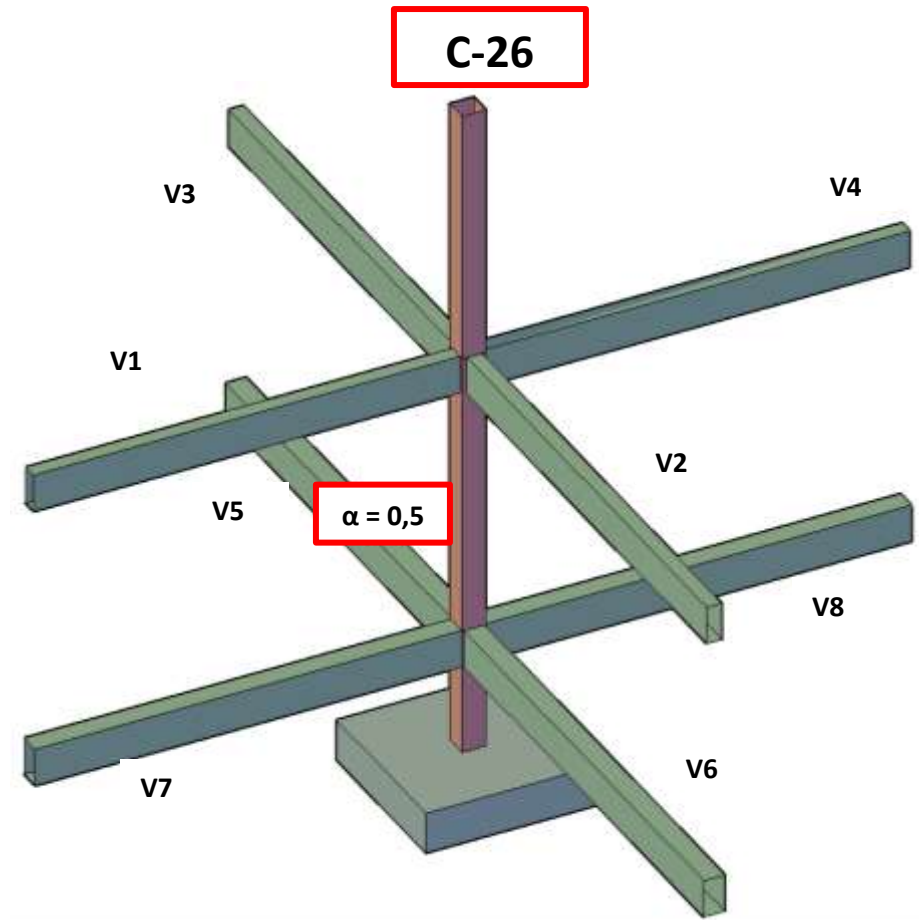
$$A = 1225 \text{ cm}^2$$

#### Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{1.5} = 140,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ kg/cm}^2}{1,15} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

*Figura N°3.27: Columna en Estudio*



*Fuente: Internet.*

### **Coefficiente de pandeo**

El coeficiente de pandeo para columnas se obtiene de acuerdo a la sustentación de la pieza “empotramiento perfecto en ambos extremos”

$$\alpha = 0,5$$

Por lo tanto, la longitud de pandeo  $l_0$  es:

$$l_0 = \alpha \cdot l$$

$$l_0 = 0,5 \cdot 420\text{cm}$$

$$l_0 = 210\text{cm.}$$

La esbeltez geométrica será:

$$\lambda_g = \frac{l_0}{h} = \frac{210}{35} = 6$$

La esbeltez mecánica será:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\left(\frac{I}{A}\right)}}$$

$$\lambda_x = \frac{210}{\sqrt{\left(\frac{125052.0833}{1225}\right)}}$$

$$\lambda_x = 20,78 \quad \approx \quad \lambda_y = 20,78$$

Tenemos la esbeltez mecánica en el eje  $\lambda_x = 20,78 < 35$  la pieza es considerada corta no hay pandeo la excentricidad de pandeo es cero.

Excentricidad inicial de Primer Orden:

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{2980 \text{ kg. m}}{150180 \text{ kg}} = 1,984 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{3470 \text{ kg. m}}{150180 \text{ kg}} = 2,310\text{cm}$$

Excentricidad constructiva:

$$e_{cx} = \frac{h}{20} = \frac{35}{20} = 1,75\text{cm} \approx 2\text{cm}$$

$$e_{cy} = \frac{h}{20} = \frac{35}{20} = 1,75\text{cm} \approx 2\text{cm}$$

El valor mínimo de excentricidad de construcción es 2 cm establecido por la norma.

La excentricidad de cálculo será:

$$e_{(xy)\text{máx}} = e_o + e_c + e_a$$

$$e_{(x)\text{máx}} = 1,984 + 2 + 0 = 3,98 \text{ cm.}$$

$$e_{(y)\text{máx}} = 2,310 + 2 + 0 = 4,31 \text{ cm.}$$

### Determinación del momento de diseño

$$M_x = N_d \cdot e_{(x)\text{máx}} = 150180 \cdot 3,98 = 597716,4 \text{ kg.cm}$$

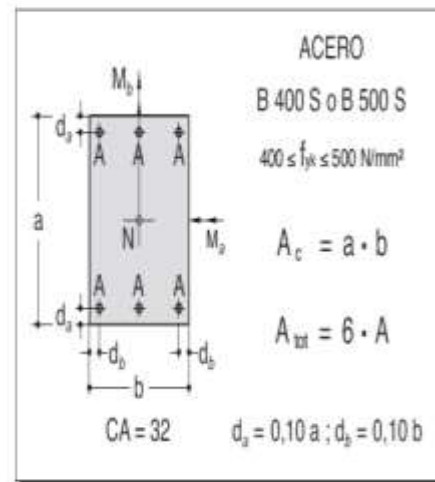
$$M_y = N_d \cdot e_{(y)\text{máx}} = 150180 \cdot 4,31 = 647275,8 \text{ kg.cm}$$

Los esfuerzos reducidos serán:

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c \cdot a \cdot f_{cd}} \quad \mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad \omega = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

siempre  $\mu_x > \mu_y \Rightarrow \mu_1 = \mu_x ; \mu_2 = \mu_y$





$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{150180}{171500} = 0,876$$

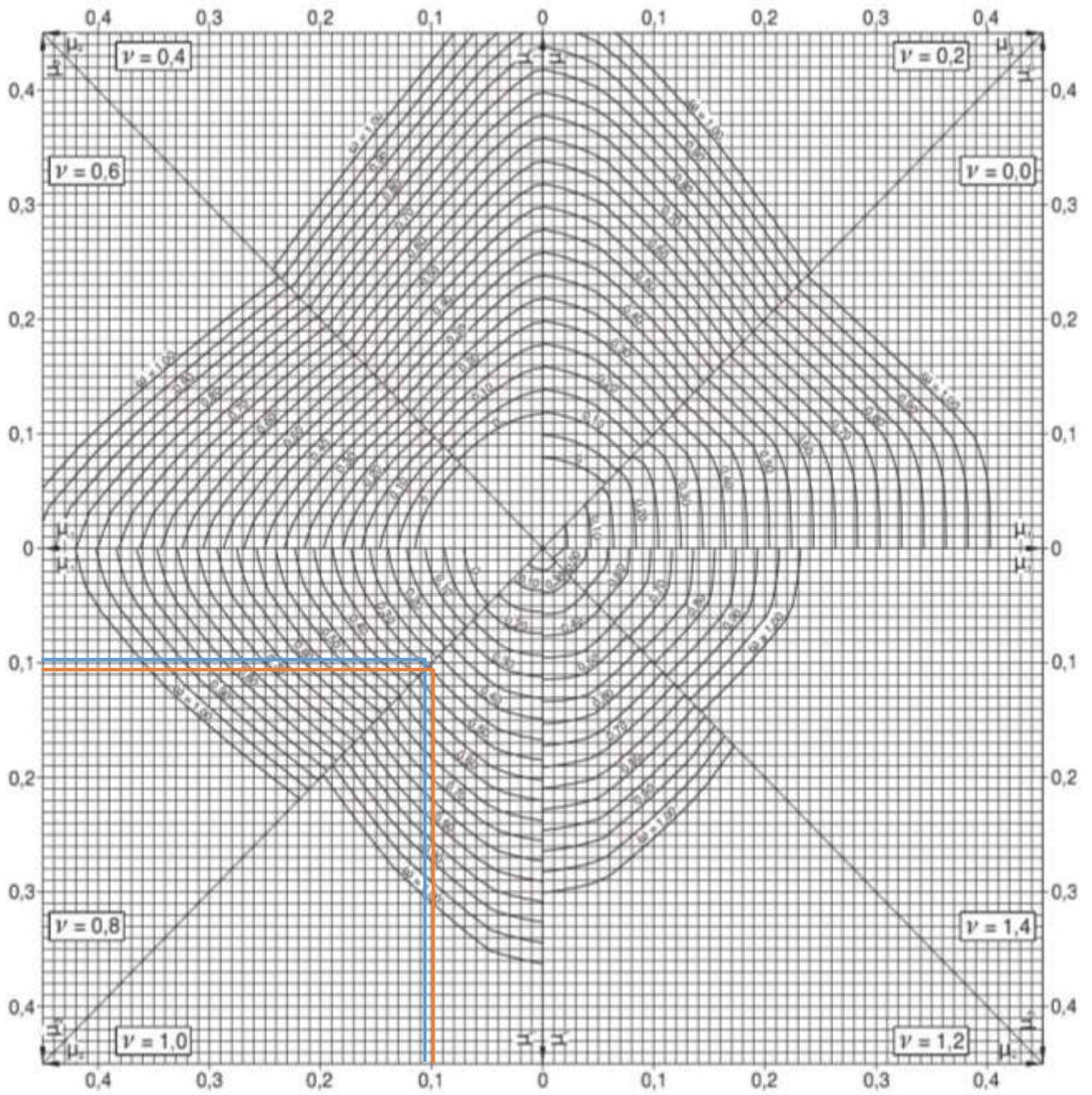
$$\mu_x = \frac{M_{ad}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{597716,4}{(35 \cdot 35) \cdot 35 \cdot 140} = 0,0995$$

$$\mu_y = \frac{M_{bd}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{647275,8}{(35 \cdot 35) \cdot 35 \cdot 140} = 0,1078$$

$\mu_1 = 0,1078$  El valor Mayor.

$\mu_2 = 0,0995$  El valor Menor.

**Figura N°3.28: Ábaco en Roseta para Flexión Esviada**



**Fuente:** Hormigón Armado de Pedro Jiménez Montoya (15ª Edición).

$$\nu = 0,80$$

$$\omega = 0,29$$

$$\nu = 1,00$$

$$\omega = 0,45$$

Interpolando:

$$v = 0,876 \Rightarrow \omega = 0,35$$

La armadura necesaria será:

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

$$A_s = \frac{0,35 \cdot 35 \cdot 35 \cdot 140}{4347,83}$$

$$A_s = 13,806 \text{ cm}^2$$

#### **Determinación de la armadura mínima: $A_{smin}$**

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$\omega_{min} = 0,005$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,005 \cdot 35 \text{ cm} \cdot 31 \text{ cm} = 5,425 \text{ cm}^2$$

Como:  $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 13,806 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro:  $\Phi = 20 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s\Phi20} = 3,14 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 6\Phi20$$

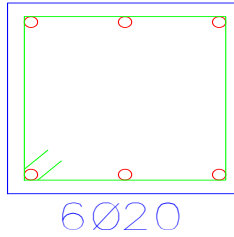
$$A_{s\Phi20} = 6 \cdot 3,14 \text{ cm}^2 = 18,84 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{sreal} = 18,84 \text{ cm}^2$$

$$18,84 \text{ cm}^2 > 13,806 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

**Se utilizará: 6  $\Phi20 \text{ mm}$**



Elección = 6  $\Phi$ 20 mm

CYPECAD = 6  $\Phi$ 20 mm

### Armadura transversal

La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} \leq 30\text{cm} \\ 12 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} = 12 \cdot 2,0 = 24 \text{ cm} \approx 20\text{cm.} \end{cases}$$

Separación adoptada de estribos se elige el valor menor entonces  $s = 20 \text{ cm}$ .

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \rightarrow \frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} = \frac{1}{4} \cdot 20 = 5 \text{ mm.} \\ \rightarrow \phi_{\text{Estribo}} = 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Diámetro de estribo adoptada = 6 mm.

Por lo tanto, la armadura del estribo será:

Se utilizará:  **$\Phi$  6mm c/20 cm**

Número de estribos

$$N^{\circ} = \frac{L \text{ columna}}{\text{espaciamiento}} + 1 = \frac{420}{20} + 1 = 22 = \text{piezas}$$

**22  $\Phi$ 6 c/20**

**Cuadro 3.14: Resumen General de Resultados de la Columna**

<b>Columna C-26</b>	<b>Área necesaria manual</b>	<b>Armadura adoptada</b>	<b>Área necesaria CYPECAD</b>	<b>Armadura CYPECAD</b>	<b>Diferencia en (%)</b>
Armadura longitudinal principal	13,81cm <sup>2</sup>	6Φ20 mm	14,96cm <sup>2</sup>	6Φ20mm	7,69%
Armadura transversal	6,22 cm <sup>2</sup>	22Φ6mm c /20cm	6,22 cm <sup>2</sup>	22Φ6mm c /20cm	0,00%

*Fuente: Elaboración Propia.*

### 3.5.4. Entrepisos

#### 3.5.4.1. Losa Reticular

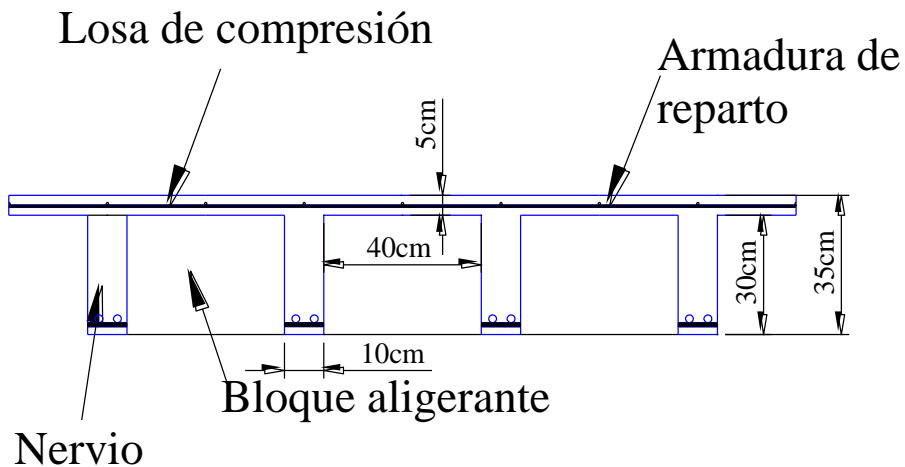
Diseño de la losa reticular

Dimensiones de la losa reticular para la luz de 9,00m x 6,45m.

#### Dimensiones de la losa reticular

Dimensiones de la losa reticular (9,00m x 6,45m)	
Parámetros	(cm)
Espesor de la losa de compresión	5
Altura de nervio	30
Canto total	35
Base de nervio	10
Separación entre nervios	50
Luz libre entre nervios	40
Longitud mayor de la losa	900
Recubrimiento	3,5
Altura útil de Losa	31,5

Figura N°3.29 Geometría de la losa reticular



Fuente: Elaboración Propia.

**Cuadro 3.15 Resumen de resultados para los momentos máximos positivos y negativos**

CALCULO	AREA $\frac{cm^2}{1m (ancho)}$	COMPARACION	(Cype) AREA $\frac{cm^2}{1m (ancho)}$	
$M_{y-}$	1,93	$\leq$	2,87	2 $\phi$ 10 c/Nervio
$M_{y+}$	3,55	$\leq$	3,63	1 $\phi$ 12+1 $\phi$ 10 c/Nervio
$M_{x-}$	5,71	$\leq$	6,15	2 $\phi$ 16 c/Nervio
$M_{x+}$	2,36	$\leq$	2,43	3 $\phi$ 10 c/Nervio

El detallamiento del cálculo se lo adjunta al aporte académico.

### 3.5.5. Fundación

#### 3.5.5.1. Zapata Aislada

##### Verificación del Diseño Estructural de la Zapata Aislada

Se realizará la verificación de la “zapata aislada correspondiente a la columna **P-2**, dado que es el elemento más solicitado de la estructura, la cual presenta las siguientes solicitaciones obtenidas mediante el programa CYPECAD.

$$N = 73730 \text{ kg} \qquad f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_x = -30 \text{ kg.m} \qquad f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_y = -540 \text{ kg.m} \qquad \sigma_{adm} = 1,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_x = -20 \text{ kg}$$

$$Q_y = -1000 \text{ kg}$$

$$a_o = 30 \text{ cm.}$$

$$b_o = 30 \text{ cm}$$

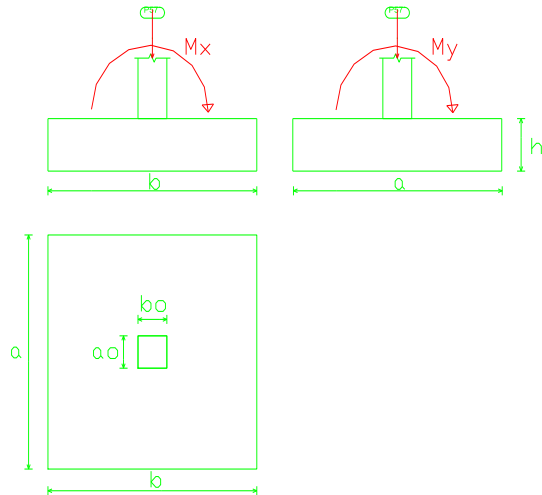
Peso propio del elemento (Se asumirá como 5% de “N”)

$$P = 0,05 \cdot N$$

$$P = 0,05 \cdot 73730 = 3686,5 \text{ kg}$$

## Diseño Geométrico de la Zapata

Figura N°3.30: Geometría de la zapata



Fuente: Elaboración Propia.

### Cálculo del área necesaria

$$\sigma = \frac{N + P}{A} \leq \sigma_{adm}$$

Despejando el área se tiene:

$$A_{nec} = \frac{N + P}{\sigma_{adm}} = \frac{3686,5 + 73730}{1,17} = 66167,95 \text{ cm}^2$$

### Suponiendo que se trata de una zapata cuadrada

$$a = b = \sqrt{A} \text{ entonces } a = b = 257,23 \text{ cm}^2$$

$$a = 260 \text{ cm}$$

$$b = 260 \text{ cm}$$



## Cálculo de la tensión máxima

**Donde:**

$$a_o = 30 \text{ cm (columna)}$$

$$b_o = 30 \text{ cm (columna)}$$

$$a \text{ y } b = 260 \text{ cm (zapata)}$$

$$\gamma_f = 1.6 \text{ factor de seguridad}$$

El esfuerzo de tensión uniforme en el suelo viene dado por:

$$\sigma_t = \frac{N}{A^2} = \frac{73730 \text{ kg}}{(260 \text{ cm})^2} = 1,09 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$
$$\sigma_t \leq \sigma_{adm} \quad 1,09 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 1,17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

## Resistencia a cortante del hormigón

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5,916 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{real}} = \frac{4 \cdot 5,916 \text{ kg/cm}^2}{1,6 \cdot 1,17 \text{ kg/cm}^2} = 12,64$$

## Determinación del canto útil

$$d_1 = \frac{2(a - a_o)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (260 \text{ cm} - 30 \text{ cm})}{4 + 12,64} = 27,64 \text{ cm}$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{a_o \cdot b_o}{4} + \frac{a \cdot b}{2k - 1} - \frac{a_o + b_o}{4}} =$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{30 \cdot 30}{4} + \frac{260 \cdot 260}{2 \cdot 12,64 - 1} - \frac{30 + 30}{4}} = 39,86 \text{ cm}$$

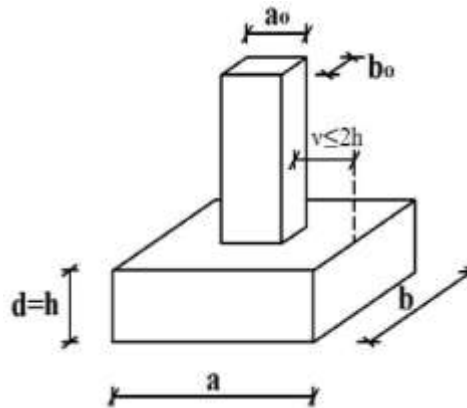
$$d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_o)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (260 \text{ cm} - 30 \text{ cm})}{4 + 12,64} = 27,64 \text{ cm}$$

Por tanto, se asume una altura total “ $h=50\text{ cm}$ ”, empleando un recubrimiento geométrico de “ $r=5\text{cm}$ ” y un diámetro “ $\varnothing=1.6\text{cm}$ ”.

$$d = h - \left( r + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} \right) = 50\text{cm} - \left( 5\text{cm} + 1,6 + \frac{1,6\text{ cm}}{2} \right) = 43,72\text{cm}$$

### Clasificación de la zapata

*Figura 3.31: Geometría de la zapata aislada céntrica*



**Fuente:** Elaboración Propia.

$v \geq 2 \cdot h \rightarrow$  Zapata flexible.

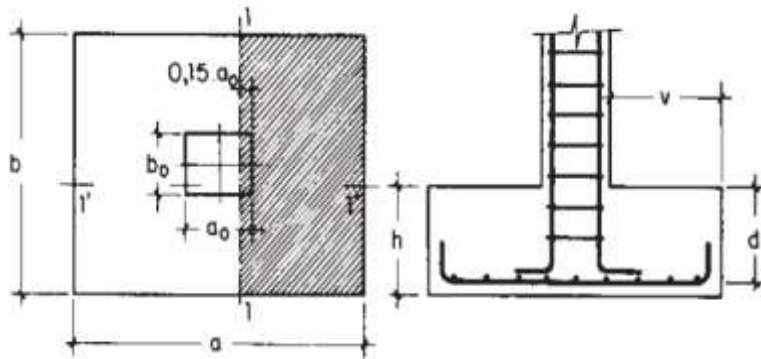
$v \leq 2 \cdot h \rightarrow$  Zapata rígida.

$$v = \frac{a - a_o}{2} = \frac{260\text{ cm} - 30\text{ cm}}{2} = 115\text{cm}$$

Dado que el vuelo “ $v= 115\text{ cm}$ ” es mayor que “ $2h = 100\text{cm}$ ”, se trata una zapata flexible.

## Diseño a Flexión

Figura 3.32: Cálculo a flexión de una zapata flexible



Fuente: Hormigón Armado 14va Edición. Jiménez Montoya.

## Diseño a Flexión

- Cálculo de la armadura "X"

Es posible emplear el método general de cálculo para zapatas rígidas o flexibles:

$$M_d = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot a} \cdot \left( \frac{a - a_o}{2} + 0.15 \cdot a_o \right)^2$$

$$M_{ad} = \frac{1.6.73730}{2.260} \cdot \left( \frac{260 - 30}{2} + 0.15.30 \right)^2$$

$$M_{ad} = 3239639,49 \text{ kg.cm}$$

- Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{3239639,49 \text{ kg.cm}}{260 \text{ cm} \cdot (43,72 \text{ cm})^2 \cdot 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,046$$

- La cuantía mecánica para este caso es:

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) = 0,046 \cdot (1 + 0,046) = 0,048$$

- El área de acero calculada “As”:

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,048 \cdot 260 \text{ cm} \cdot 43,72 \text{ cm} \cdot \frac{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 17,60 \text{ cm}^2$$

- La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s \text{ min}} = \omega \cdot b_w \cdot d = 0,0015 \cdot 260 \text{ cm} \cdot 43,72 \text{ cm} = 17,05 \text{ cm}^2$$

- Por tanto, se adopta como área de acero, la mayor entre la mecánica calculada y la mínima geométrica, siendo:

$$A_s = 17,60 \text{ cm}^2$$

- Número de fierros:

Si:  $\emptyset = 16 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset 16}} = \frac{17,60 \text{ cm}^2}{2,01 \text{ cm}^2} = 8,76 \approx \mathbf{9 \text{ Barras}}$$

- Espaciamiento entre barras:

$$s = \frac{a - 2r}{n} = \frac{260 \text{ cm} - 2 \cdot 5 \text{ cm}}{9} = 27,77 \approx 25$$

**Por lo tanto, para esta zapata se usará: 9Ø16mm c/25cm**

### Diseño en la otra dirección “Y”

- Cálculo de la armadura

Es posible emplear el método general de cálculo para zapatas rígidas o flexibles:

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

$$M_{ad} = \frac{1,6 \cdot 73730}{2 \cdot 260} \cdot \left( \frac{260 - 30}{2} + 0,15 \cdot 30 \right)^2$$

$$M_{ad} = 3239639,49 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

- Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{3239639,49 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{260 \text{ cm} \cdot (43,72 \text{ cm})^2 \cdot 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,046$$

- La cuantía mecánica para este caso es:

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) = 0,046 \cdot (1 + 0,046) = 0,048$$

- El área de acero calculada “As”

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,048 \cdot 260 \text{ cm} \cdot 43,72 \text{ cm} * \frac{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 17,60 \text{ cm}^2$$

- La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s \text{ min}} = \omega \cdot b_w \cdot d = 0,0015 \cdot 260 \text{ cm} \cdot 43,72 \text{ cm} = 17,05 \text{ cm}^2$$

- Por tanto, se adopta como área de acero, la mayor entre la mecánica calculada y la mínima geométrica, siendo:

$$A_s = 17,60 \text{ cm}^2$$

- Número de fierros:

Si:  $\emptyset = 16 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset 16}} = \frac{17,60 \text{ cm}^2}{2,01 \text{ cm}^2} = 8,76 \approx \mathbf{9 \text{ Barras}}$$

- Espaciamiento entre barras:

$$S = \frac{a - 2r}{n} = \frac{260 \text{ cm} - 2 \cdot 5 \text{ cm}}{9} = 27,77 \approx 25$$

**Por lo tanto, para esta zapata se usará: 9Ø16mm c/25cm**

### Verificación al Vuelco

$$\gamma_{Va} = \frac{N_{Real} \cdot \frac{a}{2}}{M_x} \geq 1,5$$

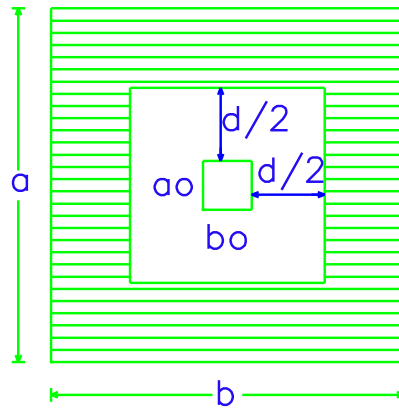
$$\gamma_{Va} = \frac{73730 \cdot \frac{260}{2}}{30 \cdot 100} = 3194,97 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple.}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{N_{Real} \cdot \frac{b}{2}}{M_y} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{73730 \cdot \frac{260}{2}}{540 \cdot 100} = 177,50 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple.}$$

## Verificación al punzonamiento

Figura N°3.33 Geometría de la Zapata a Punzonamiento



Fuente: Elaboración Propia.

$$Vd = \sigma_t \cdot (a \cdot b - (a_o + d) \cdot (b_o + d))$$

$$Vd = 1,17 \cdot (260 \cdot 260 - (30 + 43,72) \cdot (30 + 43,72))$$

$$Vd = 72733,47 \text{ kg}$$

$$f_{cv} = 0,282 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$P_c = ((a_o + d) + (b_o + d)) \cdot 2$$

$$f_{cv} = 0,282 \cdot \sqrt[3]{210^2}$$

$$P_c = ((30 + 43,72) + (30 + 43,72)) \cdot 2$$

$$f_{cv} = 9,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_c = 221,16 \text{ cm}$$

$$V_{cu} = 2 \cdot f_{cv} \cdot P_c \cdot d$$

$$V_{cu} = 2 \cdot 9,96 \cdot 221,16 \cdot 43,72$$

$$V_{cu} = 192608,77 \text{ kg}$$

$$V_{cu} > V_d$$

$$192608,77 \text{ kg} > 72733,47 \text{ kg} \quad \text{Ok}$$

## Verificación a hundimiento

1) Hallamos las excentricidades y con ellas las tensiones en cada punto.

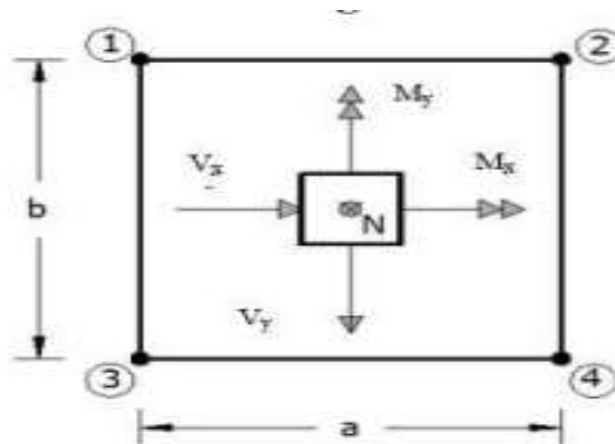
$$Peso_{Propio} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot a \cdot b \cdot h = 2500 \frac{kg}{m^3} \cdot 2,60m \cdot 2,60m \cdot 0,50 = 8450 kg$$

$$N_{Real} = N + Peso_{Propio} = 73730 kg + 8450 kg = 82180 kg$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_{Real}} = \frac{-30}{82180} = 0,000365 m = -0,036 cm$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_{Real}} = \frac{-540}{82180} = 0,00657 m = -0,657 cm$$

Figura N°3.34 Esfuerzos en la zapata



Fuente: Elaboración Propia.

Cálculo de esfuerzos máximos y mínimos:

$$\sigma_{1max} = \frac{73730}{260 \cdot 260} \cdot \left( 1 + \frac{6 \cdot (-0,036)}{260} + \frac{6 \cdot (-0,657)}{260} \right) = 1,08 \frac{kg}{cm^2}$$



$$\sigma_{2max} = \frac{73730}{260.260} \cdot \left( 1 + \frac{6.(-0,036)}{260} - \frac{6.(-0,657)}{260} \right) = 1,11 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{3max} = \frac{73730}{260.260} \cdot \left( 1 - \frac{6.(-0,036)}{260} - \frac{6.(-0,657)}{260} \right) = 1,11 \frac{kg}{cm^2}$$

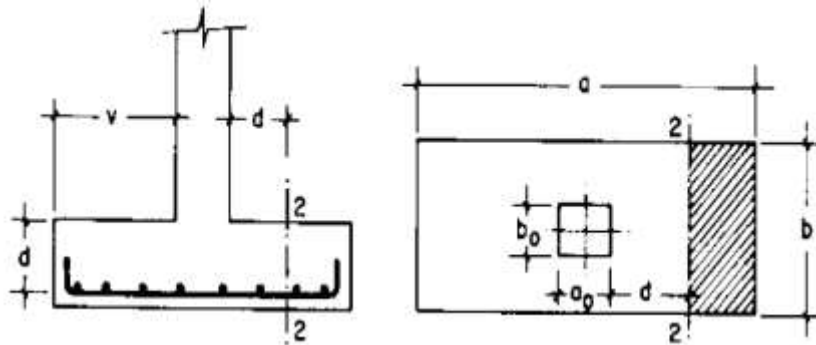
$$\sigma_{4max} = \frac{73730}{260.260} \cdot \left( 1 - \frac{6.(-0,036)}{260} + \frac{6.(-0,657)}{260} \right) = 1,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Con tales tensiones el diseño de la zapata es admisible desde el punto de vista del hundimiento debido a que:

$$\begin{aligned} \sigma_{adm} &> \sigma_{max} \\ 1.17 \text{ kg/cm}^2 &> 1.11 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Cumple} \end{aligned}$$

## Comprobación al Cortante

Figura 3.35: Comprobación a cortante



Fuente: Hormigón Armado 14va Edición. Jiménez Montoya.

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$V_d = \sigma_t \cdot b \cdot (v - d)$$

$$V_d = 1.11 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 260 \text{cm} \cdot (115 \text{cm} - 43,72 \text{cm}) = 20571,41 \text{ kg}$$

$f_{cv}$  = resistencia convencional del hormigón a cortante

$$f_{cv} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 5,916 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

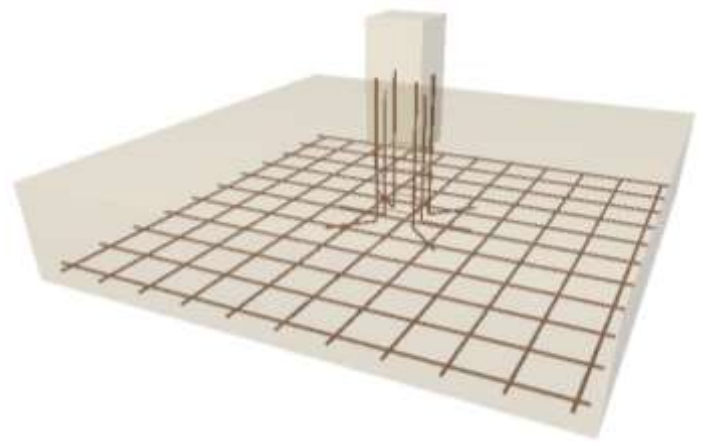
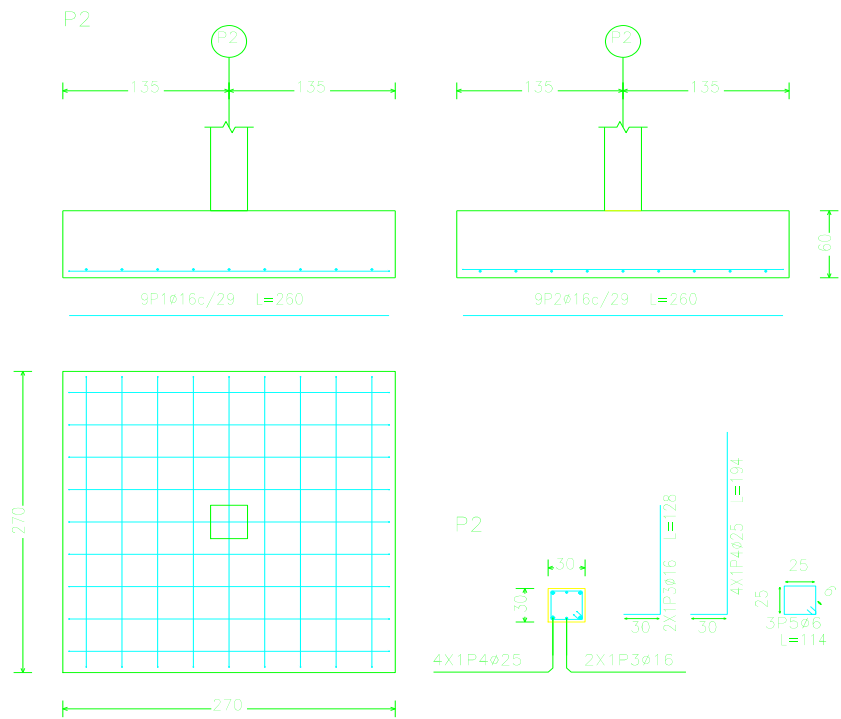
El esfuerzo cortante último:

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 5,916 \cdot 260 \cdot 43,72 = 67248,36 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$20571,41 \text{kg} \leq 67248,36 \text{ kg} \rightarrow \text{Cumple}$$

**Figura N°3.36: Disposición de la armadura de la zapata**



**Fuente:** Modelaje Cypecad (Versión 2018).

## Resumen General de los Resultados

*Cuadro 3.16: Resumen General para la Zapata*

Zapata C-2	Área necesaria manual	Armadura adoptada	Área necesaria CYPECAD	Armadura CYPECAD	Diferencia en (%)
Dimensiones	-	260X260X50	-	270X270X60	22,95%
Armadura en dirección X	17,60 cm <sup>2</sup>	9Φ16mm c /25cm	17,83 cm <sup>2</sup>	9Φ16mm c /29cm	1,29%
Armadura en dirección Y	17,60cm <sup>2</sup>	9Φ16mm c /25cm	17,83 cm <sup>2</sup>	9Φ16mm c /29cm	1,29%

*Fuente: Elaboración Propia.*

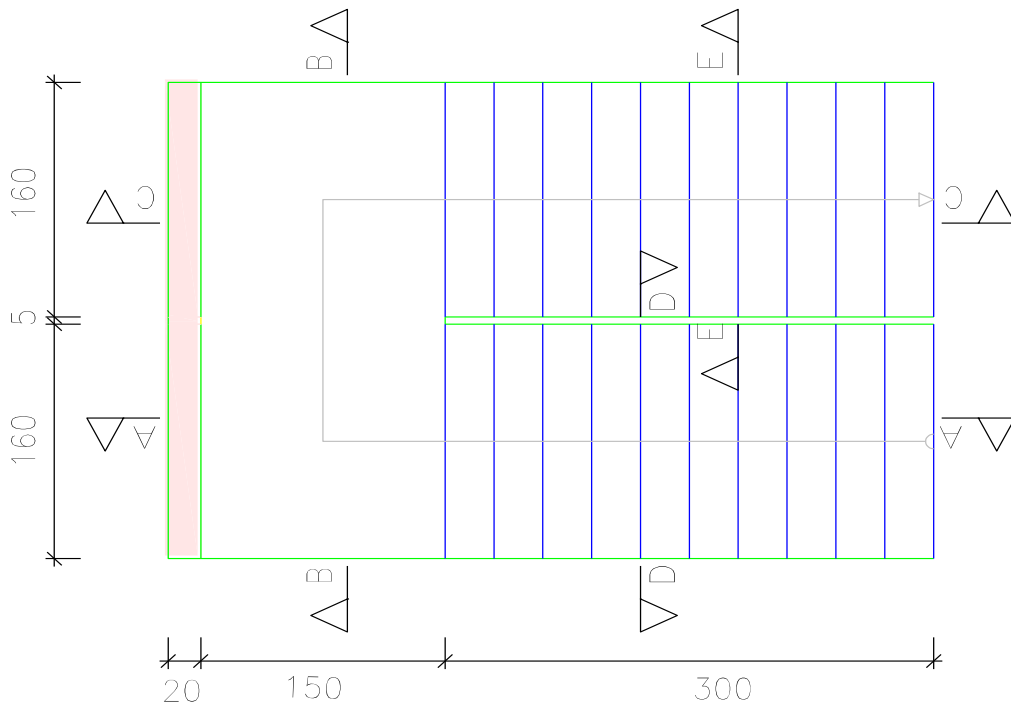
### 3.5.6. Obras Complementarias

#### 3.5.6.1. Escaleras

##### Verificación del Diseño de la Escaleras

Debido a su inclinación y poca luz estas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se les sobrepone los peldaños. Considerando solo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor.

**Figura N°3.37: Vista en Planta Escalera**



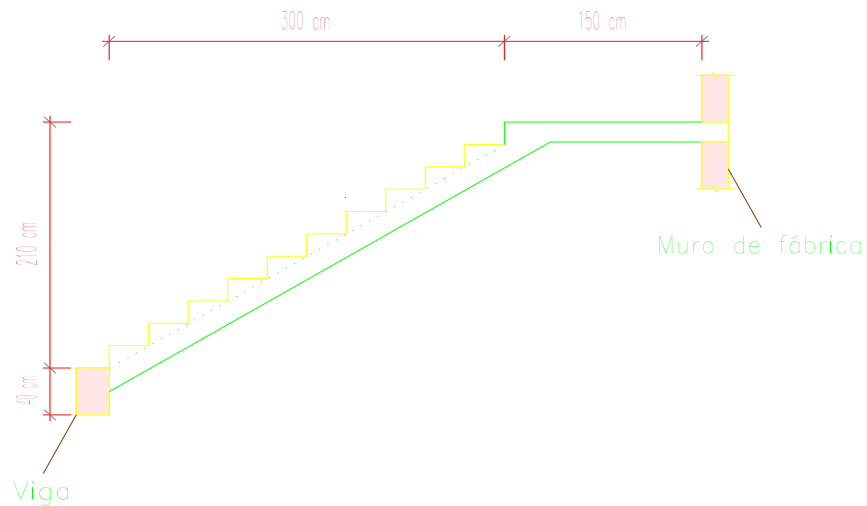
**Fuente:** Modelaje Cypecad.

## Escalera 1

### Geometría

Huella	$h = 0,3 \text{ m}$
Contrahuella	$ch = 0,191 \text{ m}$
N° de peldaños	$N^\circ = 22$
Hormigón	$f_{cd} = 140,00 \text{ kg/m}$
Acero	$f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$
Desnivel a salvar	$Z = 4,2 \text{ m}$
Ancho de la rampa	$a = 1,60 \text{ m}$
Espesor	$t = 0,17 \text{ m}$
Recubrimiento Geométrico	$r = 3,00 \text{ cm}$

**Figura N°3.38 Características Geométricas de la Escalera**



*Fuente: Modelaje Cypecad.*

### Sobrecarga

La sobrecarga de uso que se asumió fue de  $500 \text{ kg/m}^2$

$$\text{Sobrecarga} = q_{sc} \cdot a = 500 \cdot 1,6 = 800 \text{ kg/m}$$

### Cargas sobre la losa tramo 1

$$\text{Vol}_{\text{rampla}} = t \cdot a \cdot l = 0,17 \cdot 1,6 \cdot \sqrt{2,12^2 + 3,32^2} = 1,07 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol}_{\text{peldaño}} = \frac{h \cdot ch}{2} \cdot a \cdot N^{\circ}_{\text{peldaños}} = \frac{0,3 \cdot 0,191}{2} \cdot 1,60 \cdot 11 = 0,504 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso}_{\text{escalera}} = \text{Vol}_{\text{escalera}} \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = (1,07 + 0,504) \cdot 2500 = 3935,6 \text{ KN}$$

$$q_{\text{escalera}} = \frac{\text{Peso}_{\text{escalera}}}{A_{\text{rampla}}} \cdot a = \frac{3935,6}{3,32 \cdot 1,6} \cdot 1,60 = 1185,42 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{acabado}} = 100 \text{ kg/m}^2 \cdot 1,60 = 160 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{barandillas}} = 20 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga muerta total} = q_{\text{escalera}} + q_{\text{barandilla}} + q_{\text{acabado}} = 1365,42 \text{ kg/m}$$

La carga total sobre la rampla será:

$$q_r = (\text{carga muerta total} + \text{sobrecarga}) \cdot 1,6$$

$$q_r = (1365,42 + 800) \cdot 1,6$$

$$q_r = 3464,67 \text{ Kg/m}$$

### Carga sobre la losa de descanso

$$q_{\text{descanso}} = t \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot a = 0,17 \cdot 2500 \cdot 1,60 = 680 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{acabados}} = \frac{100 \text{ kg}}{\text{m}^2} \cdot 1,60 = 160 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{barandillas}} = 20 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga muerta total} = q_{\text{descanso}} + q_{\text{barandilla}} + q_{\text{acabado}} = 860 \text{ kg/m}$$

La carga total sobre el descanso será:

$$q_d = (\text{carga muerta total} + \text{sobrecarga}) \cdot 1,6$$

$$q_r = (860 + 800) \cdot 1,6$$

$$q_r = 2656 \text{ kg/m}$$

### Cargas sobre la losa de la rampla tramo 2

$$\text{Vol}_{\text{rampla}} = t \cdot a \cdot l = 0,17 \cdot 1,6 \cdot \sqrt{1,89^2 + 2,98^2} = 0,96 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol}_{\text{peldaño}} = \frac{h \cdot ch}{2} \cdot a \cdot N^{\circ}_{\text{peldaños}} = \frac{0,3 \cdot 0,191}{2} \cdot 1,60 \cdot 10 = 0,458 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso}_{\text{escalera}} = \text{Vol}_{\text{escalera}} \cdot \gamma_{\text{H}^{\circ}\text{A}^{\circ}} = (0,96 + 0,458) \cdot 2500 = 3545 \text{ kg}$$

$$q_{\text{escalera}} = \frac{\text{Peso}_{\text{escalera}}}{A_{\text{rampla}}} \cdot a = \frac{3545}{2,98 \cdot 1,6} \cdot 1,60 = 1189,60 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{acabado}} = 100 \text{ kg/m}^2 \cdot 1,60 = 160 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{barandillas}} = 20 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga muerta total} = q_{\text{escalera}} + q_{\text{barandilla}} + q_{\text{acabado}} = 1369,60 \text{ kg/m}$$

La carga total sobre la rampla será:

$$q_r = (\text{carga muerta total} + \text{sobrecarga}) \cdot 1,6$$

$$q_r = (1369,60 + 800) \cdot 1,6$$

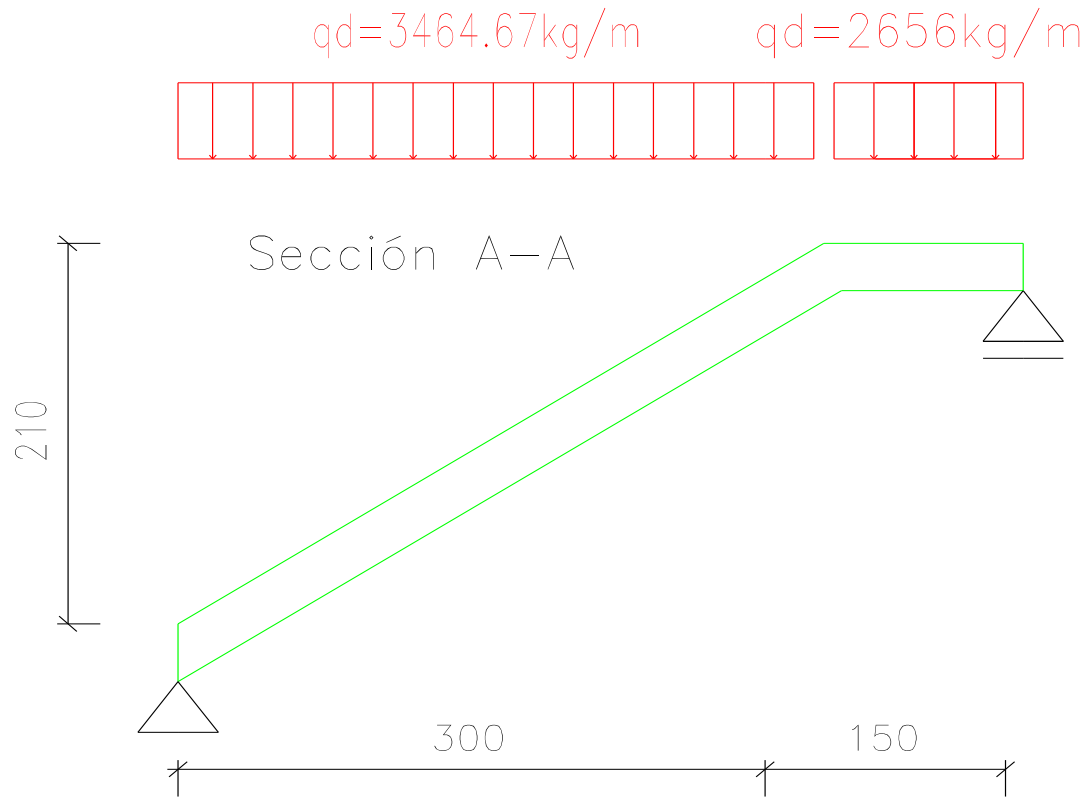
$$q_r = 3471,36 \text{ kg/m}$$

### **Diseño de la escalera**

Para el cálculo de la armadura principal se calculará como una losa maciza de hormigón armado, como simplemente apoyado para los momentos positivos y como empotrada para los momentos negativos.



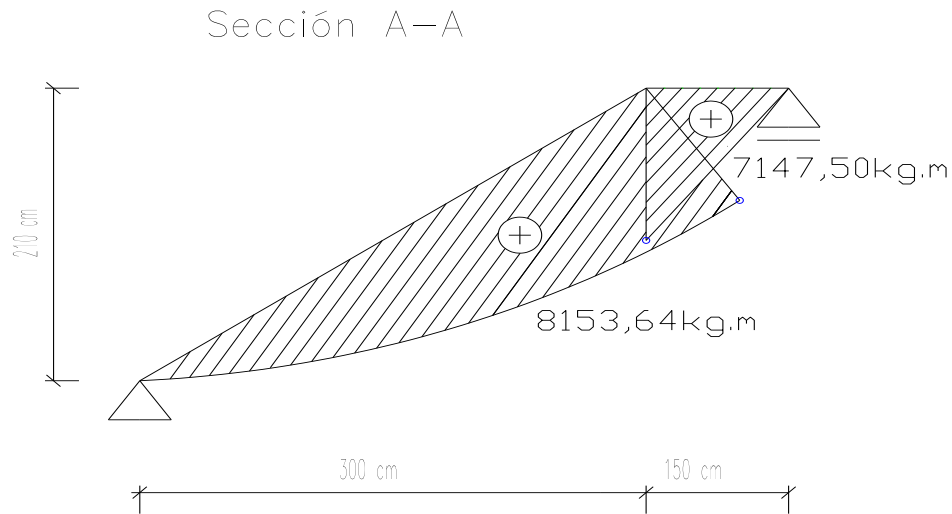
**Figura N°3.39: Diagrama de momentos de la escalera, como losa simplemente apoyada**



**Fuente: Elaboración Propia.**

Que por razones de cálculo podrá considerarse como una losa.

**Figura N°3.40: Diagrama de momentos positivos**



**Fuente: Elaboración Propia.**

**Determinación de la armadura longitudinal positiva tramo 1**

$M_d = 8153,64 \text{ kg} \cdot \text{m}$       Momento de cálculo

$b_w = a = 1,60 \text{ m}$       Ancho de la rampla

$t = 0,17 \text{ m}$       Espesor de la losa

$r = 0,044 \text{ m}$       Recubrimiento mecánico

$d = 0,126 \text{ m}$       Canto útil

El momento reducido de cálculo será:

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

$$\mu_d = \frac{8153,64 \cdot 100 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{160 \text{ cm} \cdot (12,6 \text{ cm})^2 \cdot 140} = 0,229$$

Con:  $\mu_d=0,229$  se obtiene una cuantía mecánica de  $\omega = 0,2745$

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

$$A_s = 0,2745 \cdot 160 \cdot 12,6 \cdot \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2} = 17,819 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:  $(A_s) \omega_{\min} = 0,0015$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot h = 0,0015 \cdot 160 \text{ cm} \cdot 17 \text{ cm} = 4,08 \text{ cm}^2$$

Como:  $A_s > A_{s \min}$

Se escogerá el área  $A_s = 17,819 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro:  $\Phi = 12 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s\Phi12} = 1,131 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\Phi12}} = \frac{17,819}{1,131} = 15,75 \approx 16$$

Se utilizará: 16  $\Phi 12 \text{ mm}$

$$A_{s\Phi12 \text{ mm}} = 16 \cdot 1,131 \text{ cm}^2 = 18,096 \text{ cm}^2$$

$$18,096 \text{ cm}^2 > 17,819 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 16 $\Phi 12 \text{ mm}$

**CYPE: 17 $\Phi 12 \text{ mm}$  c/10 cm**

### **Determinación de la armadura longitudinal positiva tramo 2**

$$M_d = 7147,50 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento de cálculo

$$b_w = a = 1,60 \text{ m}$$

Ancho de la rampla

$$t = 0,17 \text{ m}$$

Espesor de la losa

$$r = 0,044 \text{ m}$$

Recubrimiento mecánico

$$d = 0,126 \text{ m}$$

Canto útil

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$
$$\mu_d = \frac{7147,50 \cdot 100 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{160 \text{ cm} \cdot (12,6 \text{ cm})^2 \cdot 140} = 0,200$$

Con:  $\mu_d=0,200$  se obtiene una cuantía mecánica de  $\omega = 0,2328$

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$
$$A_s = 0,2328 \cdot 160 \cdot 12,6 \cdot \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2} = 15,112 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:  $(A_s) \omega_{\min} = 0,0015$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot h = 0,0015 \cdot 160 \text{ cm} \cdot 17 \text{ cm} = 4,08 \text{ cm}^2$$

Como:  $A_s > A_{s \min}$

Se escogerá el área  $A_s = 15,112 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro:  $\Phi = 12 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s\Phi 12} = 1,131 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\Phi 12}} = \frac{15,112}{1,131} = 13,36 \approx 14$$

Se utilizará: 14  $\Phi 12 \text{ mm}$

$$A_{s\Phi 12 \text{ mm}} = 14 \cdot 1,131 \text{ cm}^2 = 15,834 \text{ cm}^2$$

$$15,834 \text{ cm}^2 > 15,112 \text{ cm}^2$$

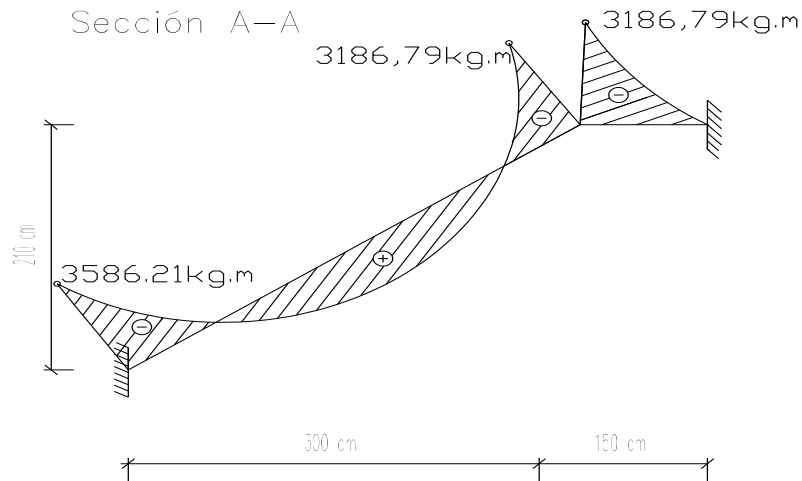
Como no hay mucha diferencia con la armadura longitudinal inferior del tramo 1, por razones constructivas se utilizarán:

**Se utilizará: 16 $\Phi$ 12mm**

**CYPE: 17 $\Phi$ 12mm c/10 cm**

Que por razones de cálculo podrá considerarse como una losa.

**Figura N°3.41 Diagrama de momentos negativos**



**Fuente:** Elaboración Propia.

**Determinación de la armadura longitudinal negativa tramo 1**

$M_d = 3586,21 \text{kg.m}$  Momento de cálculo

$b_w = a = 1,60 \text{ m}$  Ancho de la rampla

$t = 0,17 \text{ m}$  Espesor de la losa

$r = 0,042 \text{ m}$  Recubrimiento mecánico

$d = 0,128 \text{ m}$  Canto útil

El momento reducido de cálculo será:

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

$$\mu_d = \frac{3586,21 \cdot 100 \text{ kg.cm}}{160 \text{ cm} \cdot (12,8 \text{ cm})^2 \cdot 140} = 0,098$$

Con:  $\mu_d=0,098$  se obtiene una cuantía mecánica de  $\omega = 0,105$

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

$$A_s = 0,105 \cdot 160 \cdot 12,8 \cdot \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2} = 6,924 \text{cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:  $(A_s) \omega_{\min} = 0,0015$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot h = 0,0015 \cdot 160 \text{ cm} \cdot 17 \text{ cm} = 4,08 \text{ cm}^2$$

Como:  $A_s > A_{s \min}$

Se escogerá el área  $A_s = 6,924 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro:  $\Phi = 10 \text{ mm}$

con un área de  $A_{s \Phi 10} = 0,785 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \Phi 10}} = \frac{6,924}{0,785} = 8,82 \approx 9 \text{ barras}$$

Se utilizará: 9  $\Phi 10 \text{ mm}$

$$A_{s \Phi 10 \text{ mm}} = 9 \cdot 0,785 \text{ cm}^2 = 7,065 \text{ cm}^2 \\ 7,065 \text{ cm}^2 > 6,924 \text{ cm}^2$$

**Se utilizará: 9 $\Phi$ 10mm**

**CYPE: 9 $\Phi$ 10mm c/20 cm.**

**Determinación de la armadura longitudinal negativa tramo 2**

$M_d = 3186,79 \text{ kg. m}$  Momento de cálculo

$b_w = a = 1,60 \text{ m}$  Ancho de la rampla

$t = 0,17 \text{ m}$  Espesor de la losa

$r = 0,042 \text{ m}$  Recubrimiento mecánico

$d = 0,128 \text{ m}$  Canto útil

El momento reducido de cálculo será:

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

$$\mu_d = \frac{3186,79 \cdot 100 \text{ kg. cm}}{160 \text{ cm} \cdot (12,8 \text{ cm})^2 \cdot 140} = 0,086$$

Con:  $\mu_d = 0,086$  se obtiene una cuantía mecánica de  $\omega = 0,0916$

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

$$A_s = 0,0916 \cdot 160 \cdot 12,8 \cdot \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2} = 6,04 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:  $(A_s) \omega_{\min} = 0,0015$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot h = 0,0015 \cdot 160 \text{ cm} \cdot 17 \text{ cm} = 4,08 \text{ cm}^2$$

Como:  $A_s > A_{s \min}$

Se escogerá el área  $A_s = 6,04 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerara el siguiente diámetro:  $\Phi = 10 \text{ mm}$

con un área de  $A_{s \Phi 10} = 0,785 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \Phi 10}} = \frac{6,04}{0,785} = 7,69 \approx 8$$

Como no hay mucha diferencia con la armadura longitudinal superior del tramo 1, por razones constructivas se utilizarán:

Se utilizará:  $9 \Phi 10 \text{ mm}$

$$A_{s \Phi 10 \text{ mm}} = 9 \cdot 0,785 \text{ cm}^2 = 7,065 \text{ cm}^2$$

$$7,065 \text{ cm}^2 > 6,04 \text{ cm}^2$$

**Se utilizará:  $9\Phi 10 \text{ mm}$**

**CYPE:  $9\Phi 10 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$**

**Armadura Transversal**

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5,916 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante es:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 5,916 \text{ kg/cm}^2 \cdot 160 \text{ cm} \cdot 12,6 \text{ cm} = 11926,656 \text{ kg}$$

Verificación para el requerimiento de la armadura transversal.

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$6258,16 \text{ kg} \leq 11926,656 \text{ kg}$$

Sólo se dispondrá de armadura mínima

Máxima separación según la Norma CBH.

Haciendo cumplir el punto 8.2.3.3 de la norma tenemos

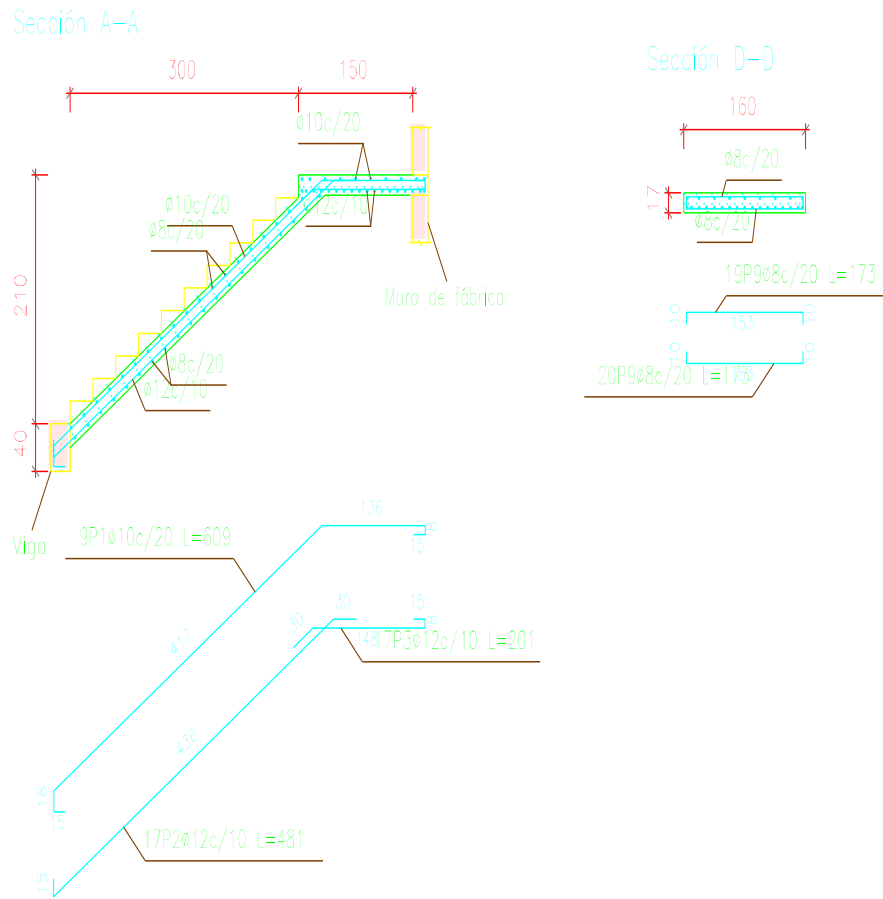
Espaciamiento  $s_t \leq 30 \text{ cm}$

$$s_t \leq 0,85d = 0,85 \cdot 23,4 \text{ cm} = 19,89 \text{ cm}$$

$$s_t \leq 3b = 3 \cdot 160 \text{ cm} = 480 \text{ cm}$$

Usar:  **$\Phi 8 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$**

**Figura N°3.42 Detalle de armaduras**



**Fuente:** Modelaje Cypecad.



**Cuadro 3.17: Resumen General de Resultados de la Escalera**

<b>Columna C-26</b>	<b>Área necesaria manual</b>	<b>Armadura adoptada</b>	<b>Área necesaria CYPECAD</b>	<b>Armadura CYPECAD</b>	<b>Diferencia en (%)</b>
Armadura longitudinal positiva tramo 1	17,82cm <sup>2</sup>	16Φ12 mm	18,36cm <sup>2</sup>	17Φ12mm	2,94%
Armadura longitudinal positiva tramo 2	15,11cm <sup>2</sup>	16Φ12mm	17,36 cm <sup>2</sup>	17Φ12mm	12,96%
Armadura longitudinal negativa tramo 1	6,92cm <sup>2</sup>	9Φ10mm	7,03cm <sup>2</sup>	9Φ10mm	1,56%
Armadura longitudinal negativa tramo 2	6,04cm <sup>2</sup>	9Φ10mm	6,56cm <sup>2</sup>	9Φ10mm	7,92%
Armadura transversal	9,55cm <sup>2</sup>	19Φ8mm c/15	9,55cm <sup>2</sup>	19Φ8mm c/15	0%

*Fuente: Elaboración Propia.*

### 3.5.6.2. Rampa

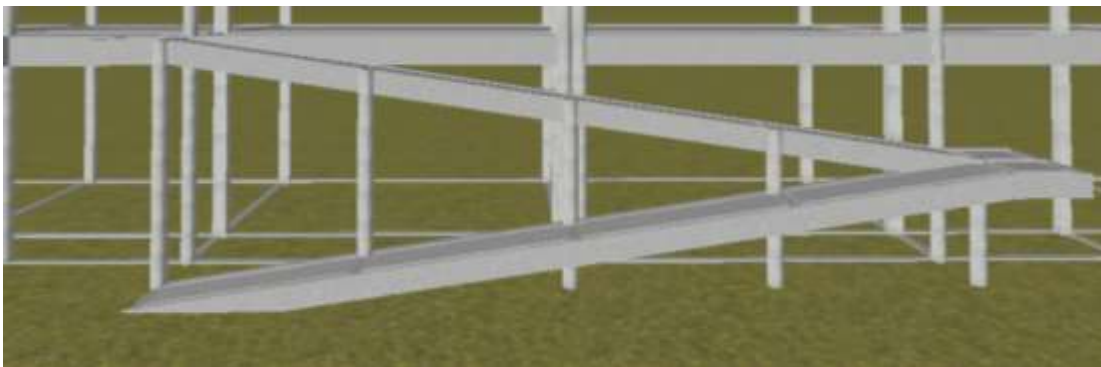
La medida adoptada por el ministerio de educación está orientada a unificar criterios de diseño, construcción y readecuación para las instituciones educativas públicas, privadas y de convenio en todo el territorio del Estado Plurinacional de Bolivia, garantizando de esta manera la eliminación de barreras arquitectónicas y brindando las condiciones de accesibilidad a los espacios físicos.

Datos generales:

L=5,25 m longitud de la rampa en estudio

a=1,50 m ancho de la rampa

**Figura N°3.43 Representación gráfica de la losa de la rampa**



**Fuente:** Modelaje Cypecad.

#### **Espesor de la losa**

$$h_f = \frac{luz}{40} = \frac{525}{40} = 13,125 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

#### **Análisis de carga**

$$q_{rampa} = h_f \cdot \gamma_{H\ddot{A}} = 0,15 \text{ m} \cdot 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 375 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Para transformar esta carga a una carga uniforme horizontal tenemos que:

$$\frac{q_{rampa}}{\cos \alpha} = \frac{375}{\cos(5,71)} = 376,87 \frac{kg}{m^2}$$

$$q_{Acabados} = 25 \frac{kg}{m^2}$$

$$q_{Muerta} = q_{Rampa} + q_{Acabados} = 376,87 + 25 = 401,87 \frac{kg}{m^2}$$

$$S_C = 500 \frac{kg}{m^2}$$

Por lo tanto, la carga total es:

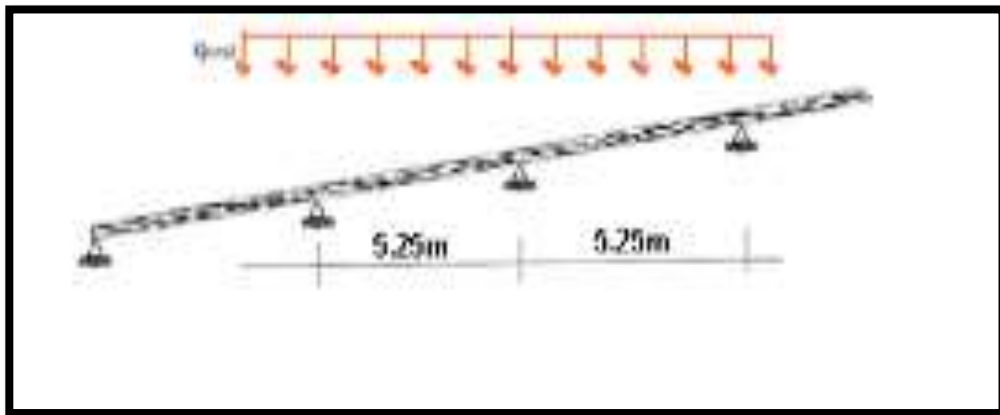
$$q_{Total} = q_{muerta} + S_C = 401,87 + 500 = 901,87 \frac{kg}{m^2}$$

Aplicando el coeficiente de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total:

$$q_d = \gamma_f \cdot q_t = 1,6 \cdot 901,87 = 1443 \frac{kg}{m^2}$$

### Idealización de la rampa

Figura N°3.44 Representación diagrama cuerpo libre de la rampa



Fuente: Modelaje Cypecad.

La idealización de las cargas sobre la rampa se puede representar de forma horizontal, por lo cual puede ser diseñado como elemento sometido a flexión y corte.

Se verifica según los casos que nos presentan las tablas de coeficiente para losas macizas rectangulares.

Caso 4. formulas en anexo A-4.5 coeficientes para losas.

**con:**

$$L_x = 1,50 \text{ m lado de menor longitud}$$

$$L_y = 5,25 \text{ m lado de mayor longitud}$$

La relación:

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{5,25} = 0,28$$

Con los que se obtiene los resultados siguientes:

$$\Delta = 0,0001 \cdot q \cdot \delta \cdot \frac{L_x^4}{(\epsilon \cdot h^3)} = 0,0001 \cdot 1443 \cdot 1479 \cdot \frac{1,5^4}{(2,1 \times 10^9 \cdot 0,15^3)} = 0,000152 \text{ m}$$

$$M_{y+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2 = 0,0001 \cdot 1443 \cdot 1191 \cdot 1,5^2 = 386,69 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{x-} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2 = 0,0001 \cdot 1443 \cdot 1268 \cdot 1,5^2 = 411,69 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{x+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2 = 0,0001 \cdot 1443 \cdot 400 \cdot 1,5^2 = 129,87 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

### **Comprobación de flechas**

De acuerdo a lo que hace referencia la norma CBH-87 (pág. 196) el valor máximo de la flecha vertical en forjados y vigas que no hayan de soportar tabiques ni muros es **L/300**, siendo la luz del elemento considerado. Para la determinación de esta flecha se considerará únicamente la flecha producida por la actuación simultanea de cargas permanentes y cargas variables, ya que no existen cargas de muros ni tabiques sobre la losa.

En caso de vigas o forjados que tengan que soportar muros o tabiques que han sido construido de cemento, la fecha máxima admisible será **L/500**.

Deflexión admisible para forjados:

$$\Delta_{admisible} = \frac{l}{500} = \frac{525}{500} = 1,05 \text{ cm}$$

Deflexión máxima real de la losa:

$$\Delta_{real} = 0,000152m = 0,0152 \text{ cm}$$

Verificación:

$$\Delta_{adm} = 1,05 \text{ cm} > \Delta_{real} = 0,0152 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Cumple.}$$

### Altura efectiva

$$d = h - d_1 = 15 \text{ cm} - 3,5 \text{ cm} = 11,5 \text{ cm}$$

### Armadura de diseño a flexión

Determinación del momento reducido de cálculo:

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

$$\mu_d = \frac{386,69 \cdot 100 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{100 \text{ cm} \cdot (11,5 \text{ cm})^2 \cdot 140} = 0,087$$

Con:  $\mu_d=0,087$  se obtiene una cuantía mecánica de  $\omega = 0,0928$

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

$$A_s = 0,0928 \cdot 100 \cdot 11,5 \cdot \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2} = 3,44 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:  $(A_s) \omega_{min} = 0,0015$

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot h = 0,0015 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Como:  $A_s > A_{s \text{ min}}$

Se escogerá el área  $A_s = 3,44\text{cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro:  $\Phi = 10\text{ mm}$  con un área de  $A_{s\Phi10} = 0,785\text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\Phi10}} = \frac{3,44}{0,785} = 4,38 \approx 5$$

Determinación de la separación de barras dentro de la pieza:

$$s = \frac{100}{N^\circ \text{ de barras}} = \frac{100}{5} = 20\text{ cm}$$

Se utilizará: 5  $\Phi10\text{ mm}$

$$A_{s\Phi10\text{ mm}} = 5 \cdot 0,785\text{ cm}^2 = 3,925\text{ cm}^2$$
$$3,925\text{cm}^2 > 3,44\text{ cm}^2$$

**Se utilizará: 5 $\Phi10\text{mm}$**

### **Comparación de armadura con cypecad**

MANUAL: 5 $\Phi10\text{mm}$  c/20 cm

CYPE:  $\Phi10\text{mm}$  c/15 cm

De manera similar para:

$$M_{y+} = 386,69 \frac{\text{kg}\cdot\text{m}}{\text{m}} \rightarrow A_s = 3,44\text{ cm}^2$$

$$M_{x-} = 411,69 \frac{\text{kg}\cdot\text{m}}{\text{m}} \rightarrow A_s = 3,44\text{ cm}^2$$

$$M_{x+} = 129,87 \frac{\text{kg}\cdot\text{m}}{\text{m}} \rightarrow A_s = 3,44\text{ cm}^2$$

**Tabla 3. 18.Comparacion del área requerida para la losa de la rampa**

<b>Rampa</b>	<b>Área manual</b>	<b>Armadura adoptada</b>	<b>Área cypecad</b>	<b>Armadura CYPECAD</b>
$M_{X+}$	3,44cm <sup>2</sup>	5Φ10mm c/20	3,76cm <sup>2</sup>	5Φ 10mm c/15 cm
$M_{X-}$	3,44cm <sup>2</sup>	5Φ10mm c/20	3,76cm <sup>2</sup>	5Φ 10mm c/15 cm
$M_{y+}$	3,44cm <sup>2</sup>	5Φ10mm c/20	3,76cm <sup>2</sup>	5Φ 10mm c/15 cm

**Fuente:** Elaboración Propia.

### 3.5.6.3. Diseño de Juntas de Dilatación

*Datos:*

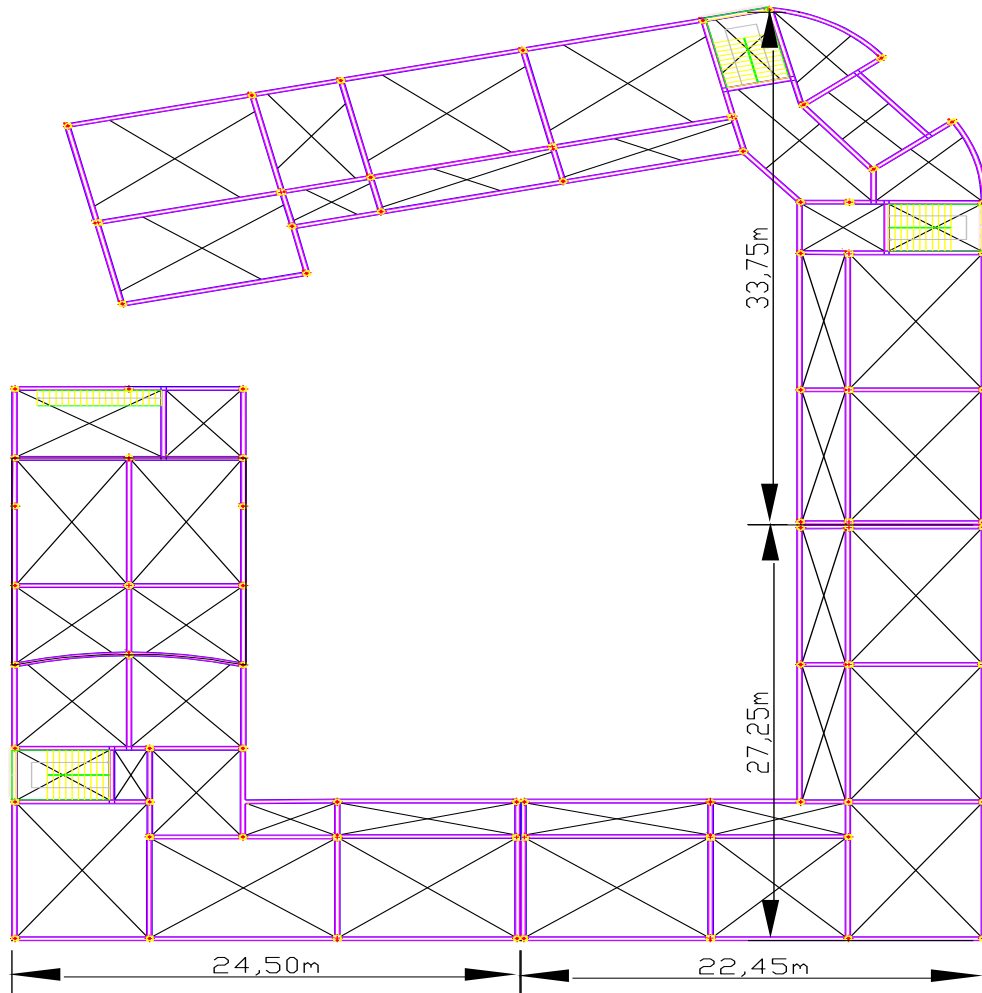
$\alpha = 1,1 \cdot 10^{-5}$  por cada grado centígrado

$L = 33,75 \text{ m}$  y  $27,25 \text{ m}$

$T_{\text{máx}} = 39,7^\circ\text{C}$

$T_{\text{mín}} = -9,2^\circ\text{C}$

*Figura N°3.45 Detalle de las Juntas*



*Fuente: Planos Arquitectónicos.*



$$\Delta T = (T_{\text{máx}} - T_{\text{mín}}) = (39,7 - (-9,2)) = 48,9^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L$$

$$\Delta L_1 = \left( \frac{1,1 \cdot 10^{-5}}{^{\circ}\text{C}} \right) \cdot (3375 \text{ cm}) \cdot (48,9^{\circ}\text{C}) = 1,815 \text{ cm}$$

$$\Delta L_2 = \left( \frac{1,1 \cdot 10^{-5}}{^{\circ}\text{C}} \right) \cdot (2725 \text{ cm}) \cdot (48,9^{\circ}\text{C}) = 1,466 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{\text{Total}} = 1,815 \text{ cm} + 1,466 \text{ cm} = 3,281 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{\text{Total}} = \frac{3,281 \text{ cm}}{2} = 1,64 \text{ cm}$$

Por razones constructivas se adoptará **3 cm**

*Datos:*

$\alpha = 1,1 \cdot 10^{-5}$  por cada grado centígrado

$L = 24,5 \text{ m}$  y  $22,45 \text{ m}$

$T_{\text{máx}} = 39,7^\circ\text{C}$

$T_{\text{mín}} = -9,2^\circ\text{C}$

$\Delta T = (T_{\text{máx}} - T_{\text{mín}}) = (39,7 - (-9,2)) = 48,9^\circ\text{C}$

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L$$

$$\Delta L_1 = \left( \frac{1,1 \cdot 10^{-5}}{^\circ\text{C}} \right) \cdot (2450 \text{ cm}) \cdot (48,9^\circ\text{C}) = 1,318 \text{ cm}$$

$$\Delta L_2 = \left( \frac{1,1 \cdot 10^{-5}}{^\circ\text{C}} \right) \cdot (2245 \text{ cm}) \cdot (48,9^\circ\text{C}) = 1,207 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{\text{Total}} = 1,318 \text{ cm} + 1,207 \text{ cm} = 2,525 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{\text{Total}} = \frac{2,525 \text{ cm}}{2} = 1,26 \text{ cm}$$

Por razones constructivas se adoptará **3 cm**

### **3.6 Planificación y Presupuesto de Obra**

#### **3.6.1. Especificaciones Técnicas**

En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago. (Véase Anexo 3).

#### **3.6.2. Cómputos Métricos**

En los cómputos métricos se tiene el nombre del ítem, la unidad que se efectuará el cómputo, las dimensiones de la pieza, largo, ancho y alto, el número de piezas iguales, el volumen parcial y el volumen final de cada ítem de todos los módulos que comprenden el proyecto. (Véase Anexo 4).

#### **3.6.3. Precios Unitarios**

El análisis de precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el (Anexo 6).

#### **3.6.4. Presupuesto General**

Se obtuvo en función a los cómputos métricos y precios unitarios correspondientes a cada ítem. Llegando a un presupuesto total de la obra de Bs. 6.324.324,86 que corresponde solo a los ítems dispuestos, este será una parte del presupuesto total de la obra dado que faltan otros módulos. (Véase Anexo 5).

#### **3.6.5. Cronograma de Ejecución del Proyecto**

El plan y cronograma de obras se lo hizo utilizando el método de barras Gantt colaborado por el programa (Microsoft Project 2010) y se lo hizo como se definió en el marco teórico. (Véase Anexo 10).

## CAPÍTULO IV

### APORTE ACADÉMICO (DISEÑO DE LOSA RETICULAR)

#### 4.1. Generalidades

En el siguiente capítulo se detallará la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de losas reticulares.

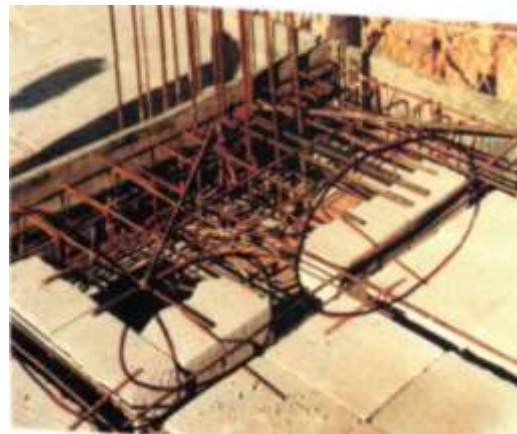
Para garantizar los resultados de cálculo y diseño se aplicarán las recomendaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH87), Normativa que es guía fundamental en Bolivia para el diseño de estructuras urbanas.

#### 4.2. Marco Teórico

Los forjados reticulares pertenecen a la familia de losas de hormigón armado, no homogéneas, aligeradas y armadas en dos direcciones ortogonales, configurando una placa nervada. Este tipo de forjados pueden llevar o no vigas descolgadas según vea o no conveniente el proyectista.

	Losas Macizas	Armaduras	
		Postensadas	
Tipología general de los forjados sin vigas	Forjados Reticulares	F.R. casetones de aligeramiento perdidos	Cerámicos
			Hormigón
			Horm. Ligero
		F.R. con Casetones recuperables	Armados
			Postensados
		F.R. con casetones de aligeramiento especiales	poliestireno
			Metálicos
			Plásticos
			Fibras
			etc.

*Figura N° 4.1 Forjados Reticulares con Casetones de Aligeramiento Perdido*



*Fuente: Florentino Regalado.*

*Figura N° 4.2 Forjados Reticulares con Casetones de Aligeramiento Recuperable*



*Fuente: Florentino Regalado.*

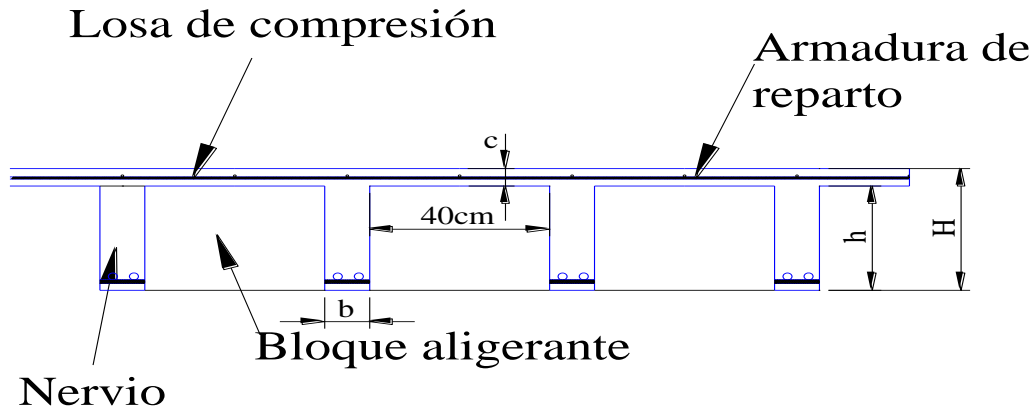


*Fuente: Florentino Regalado.*

Los parámetros que definen las características del forjado reticular son:

- $h_{LR}$  = Canto total de la placa.
- $h$  = Altura del casetón de aligeramiento o bloque aligerante.
- $e$  = Separación entre nervios.
- $b_N$  = Base de los nervios.
- $c$  = Espesor de la capa de compresión.

*Figura N°4.3 Geometría de la Losa Reticular*



*Fuente: Elaboración propia.*

En base a estos parámetros es criterio del proyectista identificar y definir las dimensiones de los aligerantes, la altura de la carpeta de compresión, así como el ancho del nervio, a pesar que existen ciertos parámetros orientativos que ayudan a definir estos parámetros de manera adecuada.

Este tipo de forjado es capaz de soportar las acciones verticales repartidas y puntuales muy adecuadamente, y en menor medida también las horizontales, es decir que, al ser forjados bidireccionales, por la doble dirección ortogonal de sus armaduras, sus flexiones pueden ser descompuestas y analizadas según esas dos direcciones de armado.

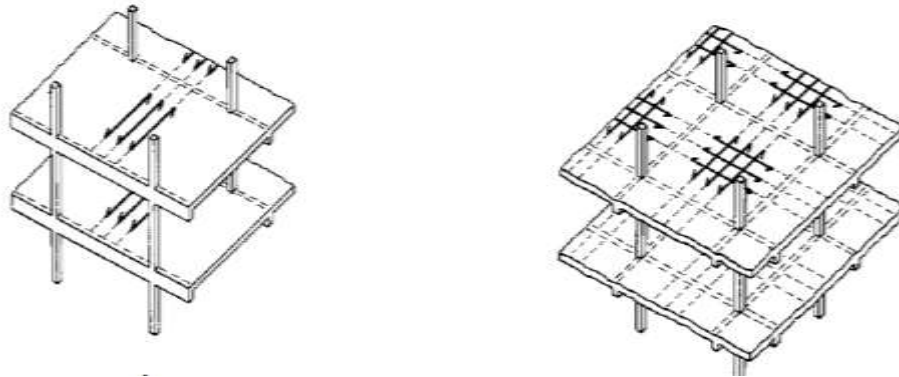
Como elementos estructurales de hormigón armado en Bolivia se rigen por la instrucción del Hormigón Estructural CBH-87, bajo la denominación de Placas (tanto para losas macizas como para forjados reticulares) También se les llama en algunas bibliografías **Forjados bidireccionales**, por enfrentarse a los esfuerzos con dos dominios ortogonales de nervios.

El forjado reticular que actualmente empleamos con bloques aligerantes perdidos y recuperables, nació ya de una manera natural de la losa maciza, buscando su aligeramiento y dejándola reducida al mínimo de nervios necesarios para resistir su propio peso y las cargas de servicio.



*Figura N°4.4 Tipos de forjados*

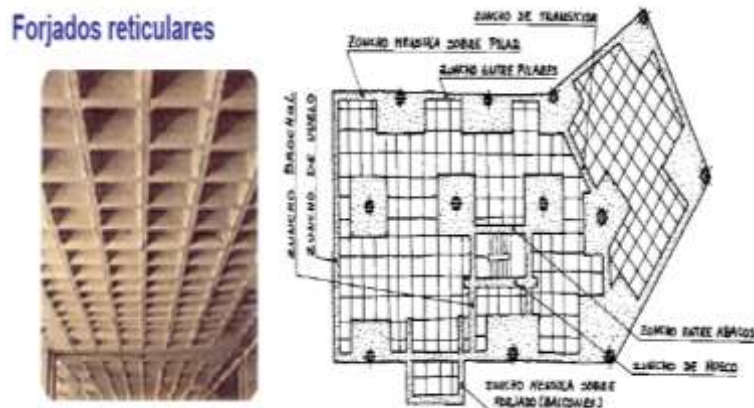
**Unidireccionales      FORJADOS      Bidireccionales**



*Fuente: Placas y forjados reticulares, Proyecto de estructuras 2003.*

Los forjados reticulares son una opción en alza en nuestro medio desde hace algunos años, al amparo de la instrucción CBH-87 y la norma española que es compatible en promoción a su mejor conocimiento. Resultan insustituibles en el campo de los techos planos con grandes luces y elevadas cargas, pero avanzan también a la edificación de viviendas.

*Figura N°4.5 Forjados Reticulares*



*Fuente: Placas y forjados reticulares, Proyecto de estructuras. Noviembre 2003.*

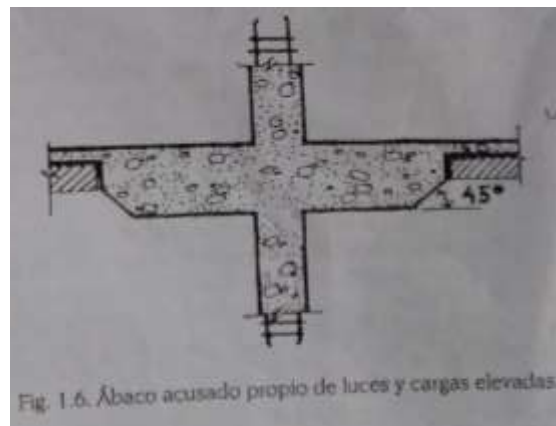
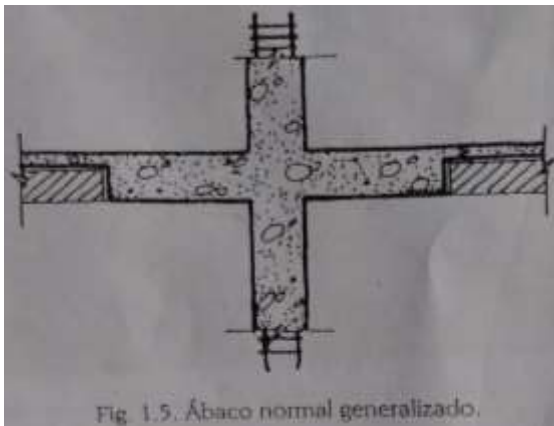
## Forjados reticulares con casetones de aligeramiento perdido

Los forjados reticulares con casetones de aligeramiento que aportan propiedades diferentes a las puramente resistentes, por ejemplo, casetones de polietileno para un mejor aislamiento térmico, de fibras especiales resistentes al fuego con acabados estéticos.

Las losas por la distribución interior de hormigón, se denominan **Maciza** cuando el hormigón ocupa todo el espesor de la losa, Y cuando parte de la losa es ocupado por materiales más livianos o espacios vacíos se denomina Losa Alivianada, Losa Aligerada o Losa Nervada.

**Ábacos:** Zona maciza a través de la cual la placa se apoya y canaliza finalmente las cargas que soporta a los pilares, recibe el nombre de ABACO. El ábaco suele estar embebido normalmente en el espesor de la placa y, tan solo para luces elevadas y cargas anormalmente grandes, se diseña acusado inferiormente bajo la misma forma recta o biselado a  $45^\circ$  tal y como se expone en la figura siguiente:

**Figura N°4.6: Ábacos**



**Fuente:** Florentino Regalado.

Su existencia es opcional en las placas macizas y obligatorias en las aligeradas, la distancia del borde del ábaco al eje del pilar, no deberá ser inferior a 0,15 de la luz correspondiente del recuadro considerado.

Téngase muy presente que, si bien los capiteles pueden existir o no, la presencia de los ábacos en los forjados reticulares de vigas planas no es negociables estructuralmente, siendo los mismos absolutamente necesarios e imprescindible dentro del mecanismo resistente de las placas aligeradas y nervadas. Tan solo el carácter de ser ábaco embebidos o acusados bajo la placa, puede ser motivo de negociación en función de luces y cargas.

El valor de  $1/6$  de la luz ( $0,17L$ ) también suele emplearse como valor de referencia para fijar ábacos. Los valores máximos de los ábacos rara vez han superado el valor de  $0,20L$  y se recomienda no superar dicho valor, siempre que ello sea posible.

En el cálculo de la armadura necesaria para resistir los momentos negativos sobre los apoyos, se tomará como espesor de cálculo el siguiente:

- si no existe ábaco o si este esta embebido en la losa aligerada, el espesor de la placa.
- Si existe ábaco, el menor de los dos (2) siguientes:
  1. El espesor de la placa más ábaco.
  2. El espesor de la placa más la cuarta parte de la distancia del borde de ábaco al del pilar o en su caso del capitel ( $e+d/4$ ).

## Forjados reticulares con casetones de aligeramiento recuperable

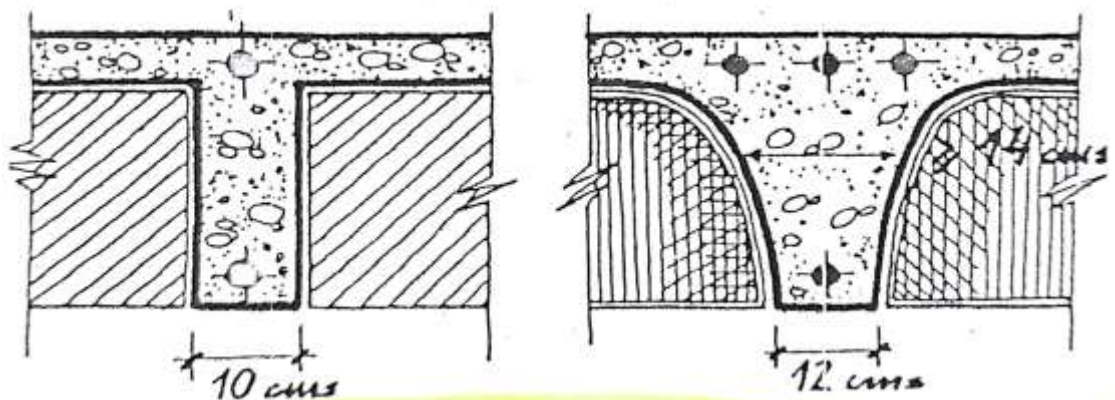
Esta tipología constituye el otro gran bloque de los forjados reticulares, siendo el más conocido y empleado internacionalmente y de uso indiscutible cuando las luces superan los 7 u 8m entre apoyos.

Esta clase de forjados reticulares se configuran básicamente con e/e de 80 cm empleándose como encofrado de la losa y a la vez como aligeramiento de la misma, un molde de plástico tronco-piramidal de aristas redondeadas, también llamados bañeras, que una vez el hormigón alcanza el grado de madurez previsto se recupera para su uso posterior.

### Geometría de los nervios

El espesor mínimo de los nervios en forjados reticulares recuperables en la actualidad se ha unificado y se tiende a que sea de 12cm, con lo cual la diferencia entre los distintos moldes existentes en el mercado son despreciables. La utilización de anchos de nervios por encima de los 12 cm, suponen desvirtuar el concepto puro de forjado reticular y un encarecimiento del mismo absolutamente innecesario, haciendo poco competitivo a forjados rivales.

**Figura N° 4.7: Diferencias básicas entre nervios de los forjados reticulares de casetones perdidos y recuperables**



Fuente: Florentino Regalado Tesoro.

A continuación, reproducimos por su indudable interés para el proyecto, la geometría y secciones de los casetones recuperables y nervios más emblemáticos y representativos de la industria española en la construcción de esta tipología de forjados reticulares.

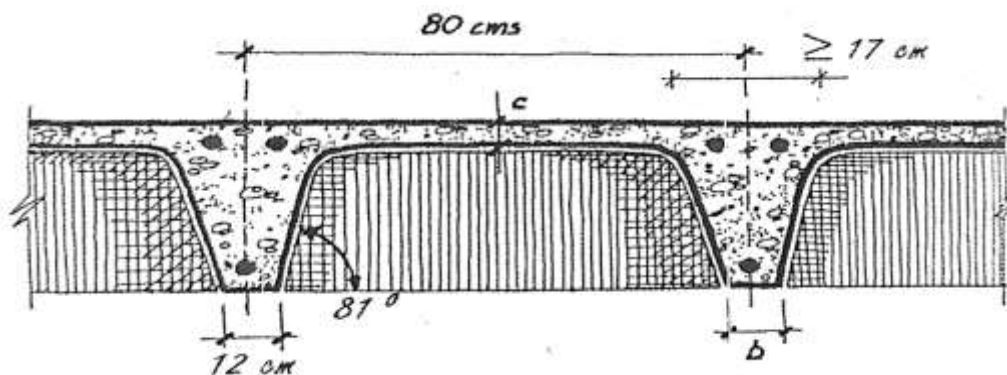
**Figura N°4.8 Geometría de Secciones**



**Fuente:** Florentino Regalado Tesoro.

Las paredes de los nervios de los forjados reticulares construidos con bañeras recuperables tienen una inclinación media representativa de  $81^\circ$ , con el objeto de poder desmoldar las piezas aligerantes cómodamente tras el endurecimiento y el fraguado del hormigón.

**Figura N°4.9 Separación de Nervios**



**Fuente:** Florentino Regalado Tesoro.

## **Luces y distribución de pilares**

Las luces que pueden manejarse en las estructuras con forjados reticulares tienen un rango sumamente amplio y atractivo sin abandonar el campo cubierto por las piezas de aligeramiento simples y sencillas que la industria de la construcción ofrece sin tener un carácter especial.

Lógicamente el valor de la sobrecarga de servicio prevista para los forjados condiciona de manera determinante las luces de los proyectos.

Teniendo disponibles los casetones de aligeramiento recuperables con altura de 20,25,30,35 y 40 cm para el e/e de 80 cm, con capa de compresión de 5 a 10 cm el rango de luces que podemos cubrir con el hormigón sin sobrepasar sobrecargas de servicios de  $5 \text{ kN/m}^2$  puede oscilar entre 5 y 12m.

Si dejamos al margen las deformaciones que pueden ser determinantes cuando los forjados reticulares tienen que soportar tabiquerías frágiles, podríamos establecer unas cotas máximas de aplicación de los mismos en base a las armaduras de flexión positiva que tenemos que alojar en sus nervios.

Para los forjados de bañeras recuperables, el límite podríamos establecerlo en no sobrepasar  $2 \text{ } \phi 25$  y en los casetones pedidos en no sobrepasar  $2 \text{ } \phi 20$ .

Por otra parte, resulta difícil de encontrar en el mercado casetones de aligeramiento perdido de altura superior a los 30cm.

## **Entreejes y orientación de los nervios**

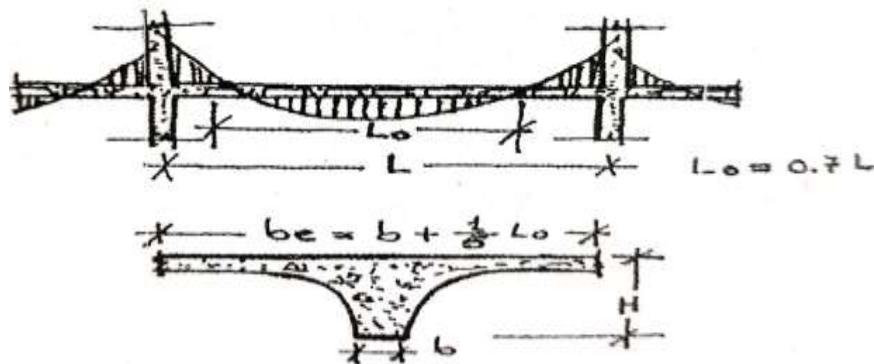
Con el objeto de no forzar la capa de compresión transfiriendo las cargas que recibe a los nervios de los que forma parte dentro del forjado configurado en T – Estructurales, la mayoría de las normas establece una limitación en la separación de los nervios.

En general la separación máxima entre nervios se establece en torno a 1m y 1 m es el valor máximo fijado en la EHE para las losas aligeradas frente a 1,5 m del Eurocodigo-2.

El entre eje comercial más extendido es el de 80cm en ambas direcciones, como se ha dicho ya anteriormente y será este el entreeje que recomendamos y el que emplearemos siempre como referencia a lo largo de nuestro trabajo, puesto que mecánicamente se ajusta muy bien a la mayoría de los casos reales y además cumple lo especificado en las normas

Entre ejes por debajo de 80 cm conducen a pesos propios mayores en los forjados; y por encima de dichos valores se fuerza mecánicamente el funcionamiento de la placa y se desaprovecha eficaz mente el mecanismo resistente de los nervios tanto a flexión como a torsión obligando a poner capas de compresión mayores de 5 cm.

**Figura N°4.10 Orientación de los Nervios**



**Fuente:** Florentino Regalado Tesoro.

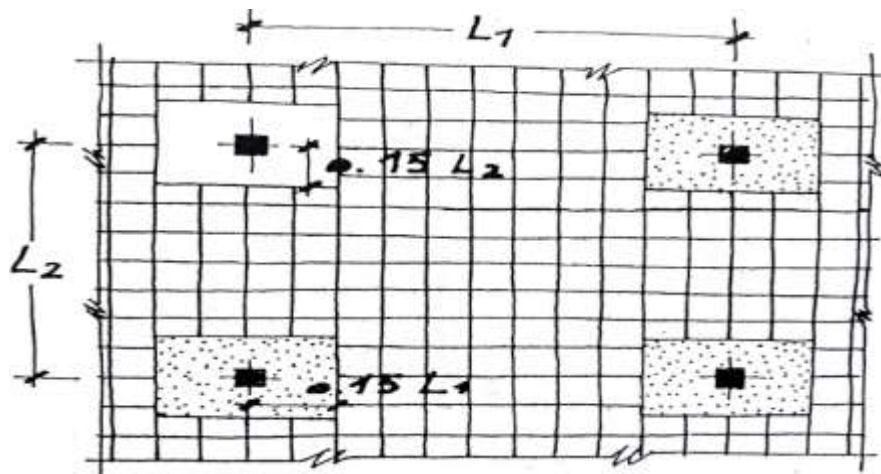
### **Los ábacos**

El ábaco es la zona maciza alrededor de los soportes en los forjados reticulares, y tiene la función fundamental de canalizar las cargas que transportan los nervios a los pilares y resistir cortantes de punzonamiento que se producen alrededor de los mismos.

El tamaño de los ábacos contemplado en los manuales y normas, pretenden reforzar la losa buscando los puntos de momentos nulos bordeando los pilares, es decir, los puntos de inflexión donde la placa invierte su curvatura negativa a curvatura positiva, y es por ello que suelen fijar la distancia del eje del soporte al borde del ábaco en un valor no menor de 0,15 de la luz, correspondiente del recuadro considerado.

El valor de  $1/6$  de la luz ( $0,17 L$ ) también suele emplearse como valor de referencia para fijar los ábacos.

**Figura N°4.11: Tamaño mínimo recomendado para los ábacos**



**Fuente:** Florentino Regalado Tesoro.

Los ábacos de mayor tamaño se producen en los forjados reticulares con casetones recuperables, dados que estos presentan una mayor rigidez en su modulación pese a existir los semi-casetones, también recuperables, que tratan de paliar el problema cuando estéticamente el proyectista autorizo su uso.

Por las investigaciones realizadas en obras y a efectos del cubicaje del hormigón que puede entrar en una placa reticular, recomendamos se tome para los ábacos un valor real medio esperado en obra en torno a  $0,18 L$ .

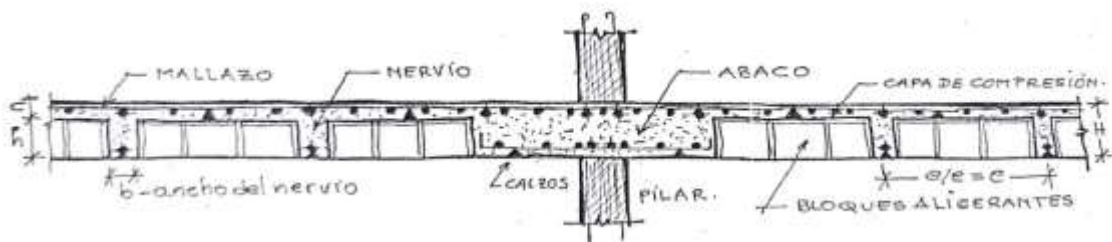
Cuando las luces y cargas de cálculo sean elevadas, bien sea de forma generalizada o localizadas puntualmente dentro de una estructura, puede resultar muy interesante resaltar y acusar los ábacos bajo el plano del forjado reticular, sin tener



necesariamente que aumentar globalmente el canto total de la placa. También bajo un punto de vista estético, los techos de casetones recuperables pueden resaltarse visualmente descolgando arquitectónicamente los ábacos.

En nuestra opinión, no existe un criterio objetivo para fijar el descuelgo de los ábacos ya que este puede determinarse y calcularse por criterios estructurales para resistir los esfuerzos de flexión negativa y de punzonamiento, y si se acusan por consideraciones estéticas, será el proyectista quien decida sobre el asunto sin otras consideraciones añadidas.

**Figura N°4.12 Sección transversal de un forjado reticular por el ábaco**



**Fuente:** Florentino Regalado Tesoro.

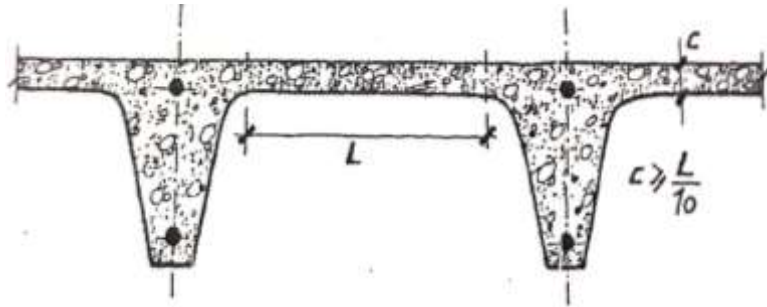
### **Capa de compresión**

Desde siempre y en contra de la opinión de algunos técnicos y normas hemos defendido y seguimos defendiendo, que la capa de compresión de los forjados reticulares sea lo más baja posible, distinguiendo su espesor en función de la tipología del forjado reticular con bloques aligerantes perdidos de hormigón, de las restantes tipologías de forjados reticulares construido con casetones recuperables.

Hasta la aparición de la EHE, todas las versiones de las normas españolas anteriores fijaban la capa de compresión mínima para los forjados reticulares con casetones perdidos en 3cm y cuando eran casetones recuperables su espesor debía ser mayor o igual a  $l/10$  de la luz libre entre nervios.

La actual norma EHE en su artículo 56.2 al hablar de placas o losas dice textualmente que el espesor de la capa de compresión no será inferior a 5cm y deberá disponer de la misma una armadura de reparto de malla.

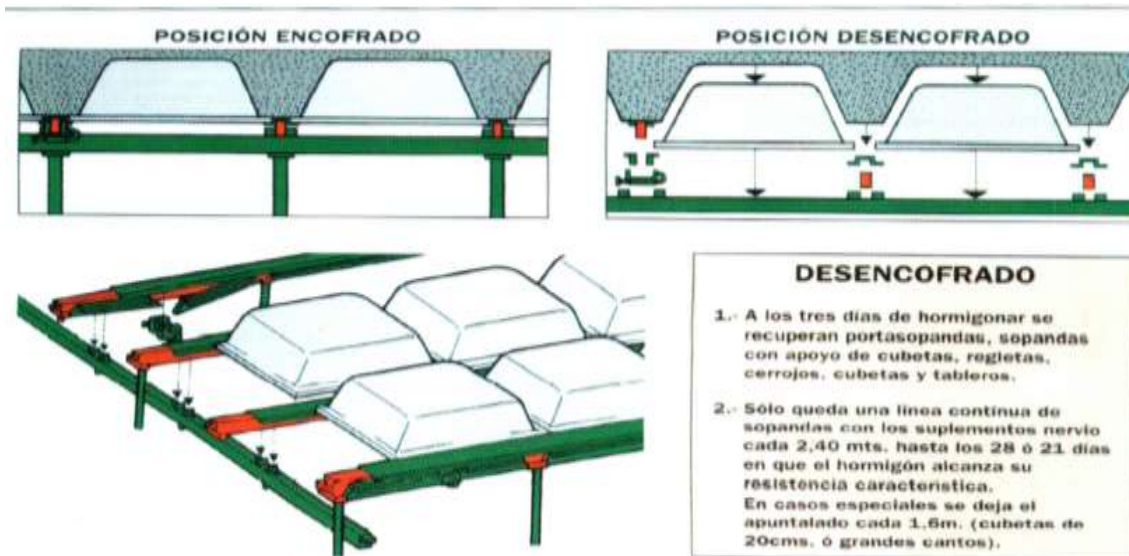
*Figura N°4.13 Espesor mínimo de la capa de compresión para los reticulares recuperables*



**Fuente:** Florentino Regalado Tesoro.

Debemos proyectarlo con 5cm porque de forma experimental hemos podido constatar en un número importante de obras, que cuando el espesor de la capa de compresión es de 3cm existe la probabilidad de que se produzcan roturas y perforaciones en la bóveda de los aligeramientos. Pero si la capa de compresión es 5 cm, tenga o no tenga malla horizontal de reparto el forjado, los riesgos de rotura desaparecen.

**Figura N°4.14 Proceso de encofrado y desencofrado en casetones recuperables**



**Fuente:** Florentino Regalado Tesoro.

#### 4.2.1. Diseño a flexión

Determinación de la altura de la losa reticular:

$$(1) h_{LR} \geq \frac{L}{25}$$

$$(2) \frac{L}{20} \geq h_{LR} \geq \frac{L}{24}$$

$$(3) h_{LR} \geq \frac{L}{28}$$

$$(4) h_{LR} = \frac{h_{min}}{0,58} \text{ pero:}$$

$$h_{min} = \frac{(\sum \text{Lados continuos}) + (\sum \text{Lados discontinuos}) * 1,25}{200} + 2,5 \text{ cm}$$

$$h = h_{LR} - h_{carpeta \text{ de compresión}}$$

Ancho de nervio  $b_N$ :

$$b_N \geq \frac{h_{LR}}{3,5}$$

Condiciones para el diseño:

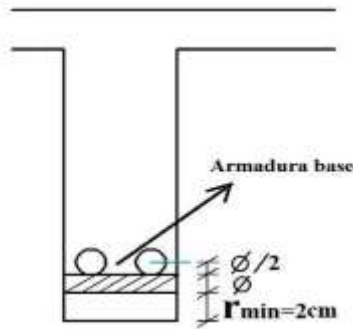
$$h_{LR} \leq 3,5 \cdot b_N \quad ; \quad b_N = \text{Ancho de Nervio}$$

La norma admite como diámetro mínimo hasta 10mm, es por eso que se asumirá como armadura base 2 barras de 10mm:

Recubrimiento mecánico  $rm$ :

$$rm \leq r_{geometrico} + \phi_{base} + \frac{\phi_{base}}{2}$$

**Figura N°4.15: Recubrimiento mecánico en nervios**



**Fuente:** Elaboración propia.

De acuerdo lo establecido en Norma Boliviana CBH-87 (9.4.5.3.) se deben cumplir los siguientes parámetros:

Ancho de nervio:

Espesor de losa: (carpeta de compresión)

$$e_L > 3 \text{ cm} - 10 \text{ cm}$$

Relación canto/luz:

$$\frac{h_{LR}}{L} > 0,036 \text{ cm}$$

Separación entre luz libre de nervios:

$$s_1 < 100 \text{ cm}$$

Según la norma española EHE-08 Pag.197 La cuantía mínima en nervios es:

Cuantía mínima  $\geq 3^\circ/00$

$$A_{S_{\min}} \geq 3^\circ/00 \cdot b \cdot h$$

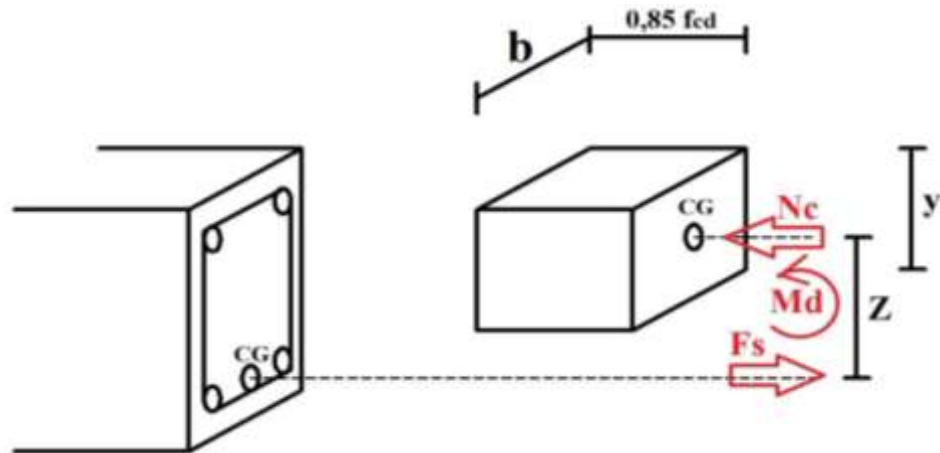
Con la armadura base en cada nervio:

$$\phi_{base} = 10 \text{ mm}$$

## Ancho analizado 1m.

Basado en:

*Figura N°4.16 Diagrama Rectangular*



*Fuente: Elaboración Propia.*

De la ecuación:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Dónde:

$$\sigma = f_{yd} ; A = A_s \text{ (Area del acero)}$$

$$F = f_{yd} \cdot A_s$$

$$\mathbf{F = Fs}$$

$$Fs = f_{yd} \cdot A_s$$

Para un diseño óptimo lo que se busca es que  $\mathbf{Fs = Nc}$ : de manera que el acero y el hormigón tengan la misma fuerza de tracción y compresión respectivamente, por lo tanto:

$$\mathbf{Nc = Fs}$$

Pero:

$$Nc = \text{Volumen del paralelepípedo} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$$

Momento de diseño **Md**:

$$Md_{\phi_{c/N}} = Nc \cdot z$$

$$Md_{\phi_{c/N}} = Nc \cdot \left( h_{LR} - rm - \frac{y}{2} \right)$$

#### 4.2.2. Diseño a cortante

Dimensiones sección crítica (m)

$$l = b_{\text{viga}}/2 + d$$

$$l_v = \frac{L_x \text{ de losa}}{2} - l$$

*Figura N°4.17 Dimensiones de la Losa Reticular*



*Fuente: Elaboración Propia.*

Fuerza cortante que actúa sobre un metro de ancho de la zona crítica a cortante:

$$V_d = q \cdot l_v \cdot 1\text{m}$$

Resistencia a corte convencional del hormigón:

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

Contribución del hormigón al esfuerzo cortante en la losa en un metro de ancho:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d$$

Llevando a esfuerzos los cortantes:

$$\text{Verificar que: } V_c > V_{cu}$$

Entonces No requiere armadura de corte.



### 4.2.3 Verificación de flechas de forjados reticulares

De acuerdo a lo que hace referencia la norma CBH 87 (pag196) en el caso de vigas o forjados que hayan de soportar muros o tabiques y fueron construidos con mortero de cemento la flecha máximo admisible es  $l/500$ , siendo  $l$  la luz del elemento considerado. Para la determinación de esta flecha se considerará únicamente la flecha producida por la actuación simultánea de carga permanente y sobrecarga de uso, ya que no existen cargas de muros ni tabiquerías sobre la losa reticular de cubierta.

Deflexión admisible para forjados:

$$\Delta_{adm} = \frac{l}{500}$$

Deflexión máxima real de losas:

$$\Delta_{adm} > \Delta_{real}$$

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

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado y permitir un control eficiente de las fisuraciones. Según CBH 87 Pag.195. Se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 30 cm y cuya área  $A_s$  en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , cumplirá la condición:

$$A_{s\text{reparto}} \geq 50 \cdot \frac{h}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

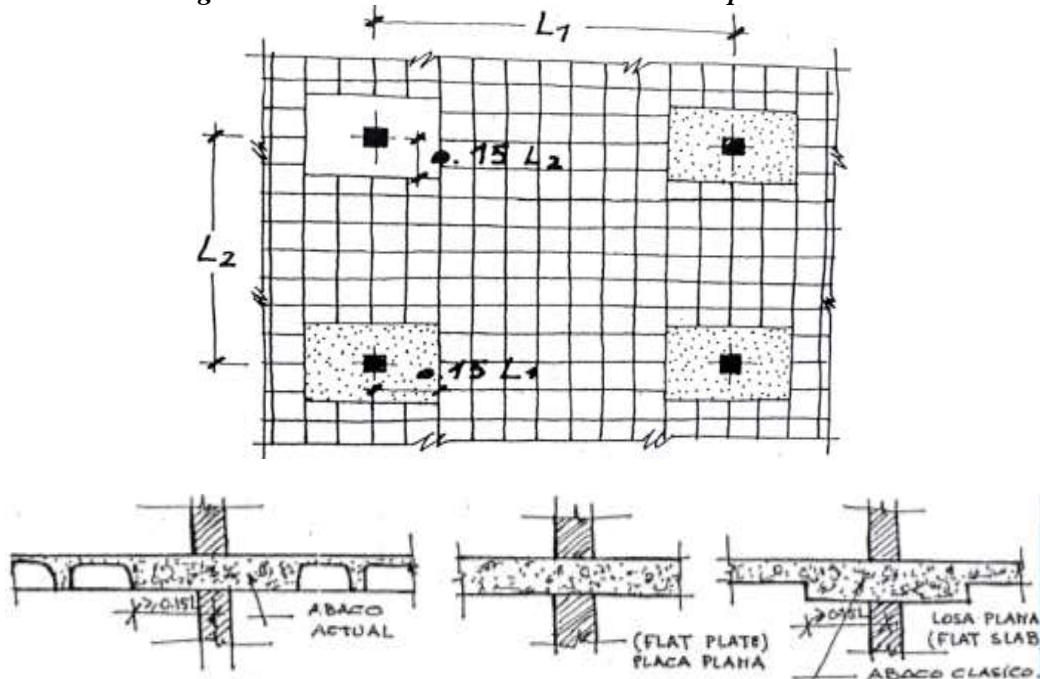
Datos:

$h =$  Altura de losa de compresión.

$f_{sd} = f_{yk} =$  Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto en MPa.

## 4.2.5. Ábacos

Figura N°4.18 Tamaño mínimo recomendable para los ábacos



Fuente: Florentino regalado Tesoro (Diseño de Forjados Reticulares).

$M_u^- > M_{lim}$  Necesita ábaco

$M_u^- < M_{lim}$  No necesita ábaco

$$x_{lim} = \frac{3}{8} \cdot d$$

$$y_{lim} = 0,8 \cdot x_{lim}$$

$$M_{lim} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y_{lim} \cdot (h_{Lr} - r_m - y_{lim})$$

$$M_{lim} = 0,85 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{1,5}\right) \cdot b \cdot y_{lim} \cdot \left(h_{Lr} - r_m - \frac{y_{lim}}{2}\right)$$

$M_{y-} < M_{lim}$  no necesita abaco.

$M_{x-} < M_{lim}$  si necesita abaco.

#### 4.2.6. Punzonamiento

Si cumple la condición:

$$\tau_{sd} = \frac{\beta \cdot F_{sd}}{\mu_1 \cdot d} \leq \tau_{rd}$$

Entonces No requiere armadura por punzonamiento (Jiménez Montoya. *Hormigón Armado* Ed.14° Acápite 20.13).

Dónde:

$\tau_{sd}$  = Tensión nominal en el perímetro de crítico.

$F_{sd}$  = Esfuerzo por punzonamiento de cálculo (Normal).

$\beta$  = Coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga.

$\beta = 1,15$  para soportes interiores.

$\beta = 1,40$  para soportes de borde.

$\beta = 1,50$  para soportes de esquina.

$\mu_1$  = Perímetro crítico.

$d$  = Canto útil medio de la losa.

$\tau_{rd}$  = Tensión máxima resistente en el perímetro crítico.

Para la tensión máxima resistente por el hormigón en el perímetro crítico puede tomarse el valor:

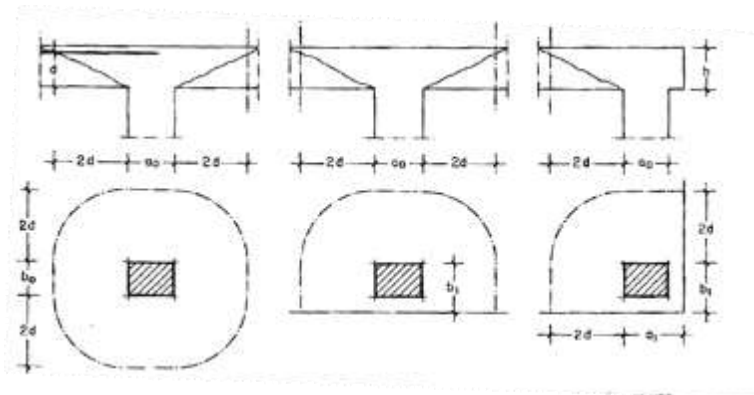
$$\tau_{rd} = 0,12 \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}}$$

Dónde:

$\rho$  = La media geométrica de las cuantías en dos direcciones ortogonales.

$F_{sd}$  = Carga actuante sobre la columna.

**Figura N°4.19 Perímetro crítico en losas**



**Fuente:** Jiménez Montoya. Hormigón Armado Ed.14° Pag.415.

Soportes interiores  $\mu_1 = 4\pi d + 2(a_o + b_o)$

Soportes de borde  $\mu_1 = 2\pi d + a_o + 2b_1$

Soportes de esquina  $\mu_1 = \pi d + a_1 + b_1$

*Soporte es de borde:*

$$\mu_1 = 2 \pi \cdot d + a_o + 2b_1$$

Reemplazando en las ecuaciones:

$$\tau_{rd} \text{ y } \tau_{sd}$$

Finalmente:

$$\tau_{rd} > \tau_{sd}$$

Si cumple, No requiere armadura por punzonamiento.

### **4.3. Alcance del proyecto**

El diseño comprende los siguientes puntos:

- Dimensionamiento de la losa reticular enmarcada en la norma boliviana del hormigón CBH 87, Florentino Regalado Tesoro, Jiménez Montoya, ACI.
- Diseño a flexión. Armadura positiva y negativa.
- Diseño a cortante en la sección crítica.
- Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado.
- Comprobación de flechas de forjados reticulares.
- Introducción de ábacos.
- Verificación al punzonamiento.

### **4.4 Aporte Académico- Diseño de losa reticular**

Análisis técnico y económico comparativo entre losas reticulares con casetones de aligeramiento perdidos y losas reticulares con casetones de aligeramiento recuperables.

#### 4.5 Diseño de Losa Reticular (Casetón de Aligeramiento Perdido)

##### Dimensionamiento de la losa reticular

Dimensiones de la losa reticular para la luz de 9,00m x 6,45m

##### Altura de losa reticular

$$L_{\text{promedio}} = \frac{9,00\text{m} + 6,45\text{m}}{2} = 7,73\text{m}$$

**Jiménez Montoya**

**Florentino Regalado**

**CBH 87**

$$h_{Lr} \geq \frac{L}{25} = \frac{7,73\text{m}}{25} = 0,309\text{m}$$

$$\frac{L}{20} \geq h_{Lr} \geq \frac{L}{24}$$

$$h_{Lr} \geq \frac{L}{28} = \frac{7,73\text{m}}{28} = 0,276\text{m}$$

$$h_{Lr} \geq 0,31\text{m}$$

$$\frac{7,73\text{m}}{20} \geq h_{Lr} \geq \frac{7,73\text{m}}{24}$$

$$h_{Lr} \geq 30\text{cm}$$

$$0,386\text{m} \geq h_{Lr} \geq 0,322 \approx 35\text{cm}$$

$$h_{\text{min}} = \frac{\sum \text{lados continuos} + (\sum \text{lados discontinuos}) \cdot 1,25}{200} + 2,5$$

$$h_{\text{min}} = \frac{(900 + 645 + 645) + (900) \cdot 1,25}{200} + 2,5$$

$$h_{\text{min}} = 19,075\text{cm}$$

$$h_{Lr} \geq \frac{h_{\text{min}}}{0,58} = \frac{19,075}{0,58} = 32,887\text{cm} \approx 35\text{cm}$$

Se asumirá  $h_{Lr} = 35\text{cm}$

##### Separación entre nervios

**Florentino regalado**

**CBH 87**

La separación de nervios no debe

Separación máxima entre nervios 1m.

exceder de 1m.

Se asumirá 50cm

**Espesor de la losa de compresión**

**Florentino regalado**

$$3 \text{ cm} \leq e \leq 10 \text{ cm}$$

**CBH 87**

$$e > 3 \text{ cm} \text{ o } \frac{L}{10} = \frac{40 \text{ cm}}{10} = 4 \text{ cm}$$

Se adoptará e=5cm

**Base de nervio**

**Florentino regalado**

$$b \geq 7 \text{ cm}$$

$$b \geq \frac{h}{4} \text{ cm} = \frac{35}{4} = 8,75 \text{ cm}$$

$$b \geq 0,28 H = 0,28 \cdot 35 = 9,8 \text{ cm}$$

**CBH 87**

$$b \geq 7 \text{ cm}$$

$$b \geq \frac{h}{4} \text{ cm} = \frac{35}{4} = 8,75 \text{ cm}$$

**ACI**

$$b \geq \frac{h_{Lr}}{3,5}$$

$$b \geq \frac{35}{3,5} = 10 \text{ cm}$$

Se adoptará b=10 cm

**Recubrimiento mecánico rm:**

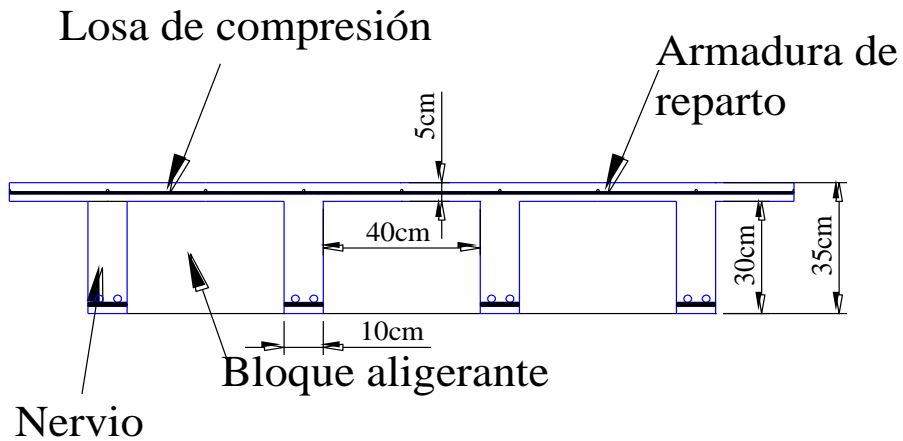
$$r_m \leq r_{\text{geometrico}} + \phi_{\text{As base longitudinal}} + \frac{\phi_{\text{As base transversal}}}{2}$$

$$r_m \leq 2 \text{ cm} + 1 \text{ cm} + \frac{1 \text{ cm}}{2}$$

$$r_m \leq 3,5 \text{ cm}$$

Dimensiones de la losa reticular (9,00m x6,45m)	
Parámetros	(cm)
Espesor de la losa de compresión	5
Altura de nervio	30
Canto total	35
Base de nervio	10
Separación entre nervios	50
Luz libre entre nervios	40
Longitud mayor de la losa	900
Recubrimiento	3,5
Altura útil de Losa	31,5

Figura N° 4.20 Parámetros Geométricos de Losa Reticular



Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.5.1 Diseño a flexión

##### 4.5.1.1 Diseño a flexión armadura positiva (Método Resistencia de Materiales)

La cuantía mínima en nervios es: (Ver Tabla 2.10)

Cuantía mínima  $\geq 3^\circ/00$

$$A_{s_{\min}} \geq 3^\circ/00 \cdot b_N \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} \geq 3^\circ/00 \cdot 10 \cdot 35 = 1,05 \text{ cm}^2$$

Equivalente a:

$$2\phi 10 = 2 \cdot 0,785 = 1,57 \text{ cm}^2 \geq A_{s_{\min}} = 1,05 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple.}$$

Armadura Base en cada nervio:

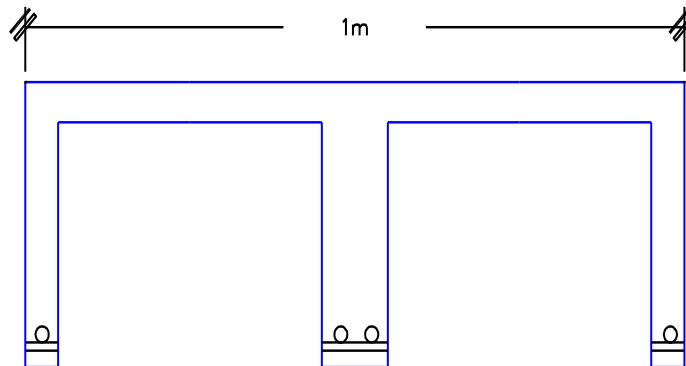
Se asumirá como armadura base, 2 barras de  $\phi=10\text{mm}$ :

$$\text{Armadura Base} = 2\phi 10$$



**Ancho analizado 1 m:**

*Figura N°4.21: Sección analizada de la losa reticular*



*Fuente: Elaboración Propia.*

$$4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

De la ecuación básica de resistencia de materiales:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Dónde:

$$F = \sigma \cdot A_s$$

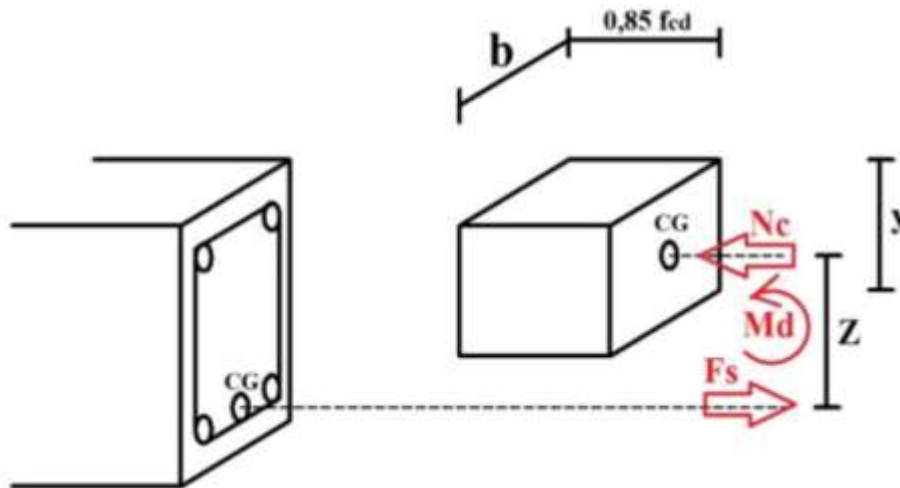
$$\sigma = f_{yd}$$

Del gráfico “Diagrama rectangular”:

$$F_s = f_{yd} \cdot A_s = \frac{5000 \text{ kg}}{1,15 \text{ cm}^2} \cdot 3,14 \text{ cm}^2 = 13659,1 \text{ kg}$$

Para un diseño óptimo lo que se busca es que  $F_s = N_c$ : de manera que el acero y el hormigón tengan la misma fuerza de tracción y compresión respectivamente, por tanto:

*Figura N° 4.22: Diagrama rectangular*



*Fuente: Elaboración propia.*

$$N_c = F_s$$

Pero:

$$N_c = \text{Volumen del paralelepípedo} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$$

$$13659,1 \text{ kg} = 0,85 \cdot 140 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot y$$

De donde se tiene que:

$$y = 1,148 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del bloque de tensiones.}$$

Momento de diseño **Md**:

$$Md_{2\phi 10 \text{ c/N}} = Nc \cdot z$$

$$Md_{2\phi 10 \text{ c/N}} = Nc \cdot \left( h_{LR} - rm - \frac{y}{2} \right)$$

$$Md_{2\phi 10 \text{ c/N}} = 13659,1 \text{ kg} \cdot \left( 35\text{cm} - 3,5\text{cm} - \frac{1,148\text{cm}}{2} \right)$$

$$Md_{2\phi 10 \text{ c/N}} = 4224,21 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} = 4,224 \frac{\text{tn} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Esto significa que:

$$1\phi 10 = 0,785 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Resiste: } \frac{4,224}{4} = 1,056 \text{ tn.m/m}$$

$$2\phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Resiste } 2,112 \text{ tn.m/m}$$

$$3\phi 10 = 2,355 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Resiste } 3,168 \text{ tn.m/m}$$

$$\mathbf{4\phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2}$$

De la ecuación básica de resistencia de materiales:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Dónde:

$$F = \sigma \cdot As$$

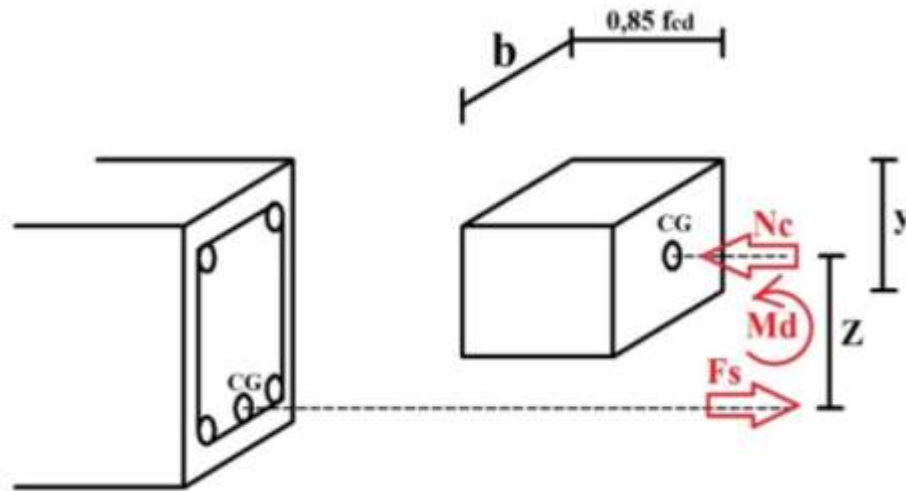
$$\sigma = f_{yd}$$

Del gráfico “Diagrama rectangular”:

$$Fs = f_{yd} \cdot As = \frac{5000 \text{ kg}}{1,15 \text{ cm}^2} \cdot 4,52\text{cm}^2 = 19669,1 \text{ kg}$$

Para un diseño óptimo lo que se busca es que  $F_s = N_c$ : de manera que el acero y el hormigón tengan la misma fuerza de tracción y compresión respectivamente, por tanto:

*Figura N°4.23: Diagrama rectangular*



*Fuente: Elaboración propia.*

$$N_c = F_s$$

Pero:

$$N_c = \text{Volumen del paralelepípedo} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$$

$$19669,1 \text{ kg} = 0,85 \cdot 140 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot y$$

De donde se tiene que:

$$y = 1,653 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del bloque de tensiones.}$$

Momento de diseño **Md**:

$$M_{d_{2\phi 12 \text{ c/N}}} = N_c \cdot z$$

$$M_{d_{2\phi 12 \text{ c/N}}} = N_c \cdot \left( h_{LR} - r_m - \frac{y}{2} \right)$$

$$M_{d_{2\phi 12 \text{ c/N}}} = 19669,1 \text{ kg} \cdot \left( 35 \text{ cm} - 3,5 \text{ cm} - \frac{1,653 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$Md_{2\phi 12 \text{ c/N}} = 6033,22 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} = 6,033 \frac{\text{tn} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Esto significa que:

$$1\phi 12 = 1,13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Resiste: } \frac{6,033}{4} = 1,508 \text{ tn.m/m}$$

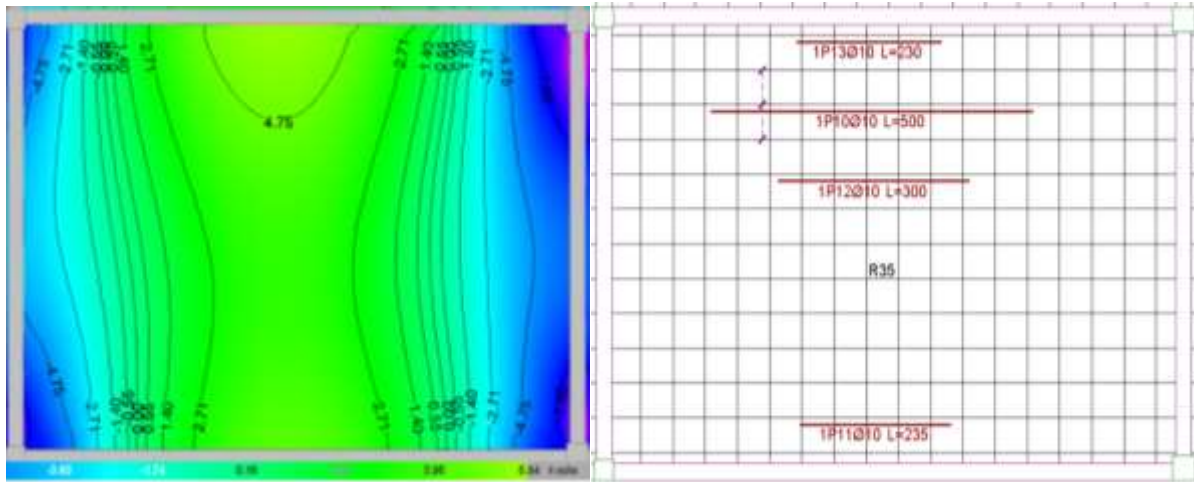
$$2\phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Resiste } 3,017 \text{ tn.m/m}$$

$$3\phi 12 = 3,39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Resiste } 4,525 \text{ tn.m/m}$$

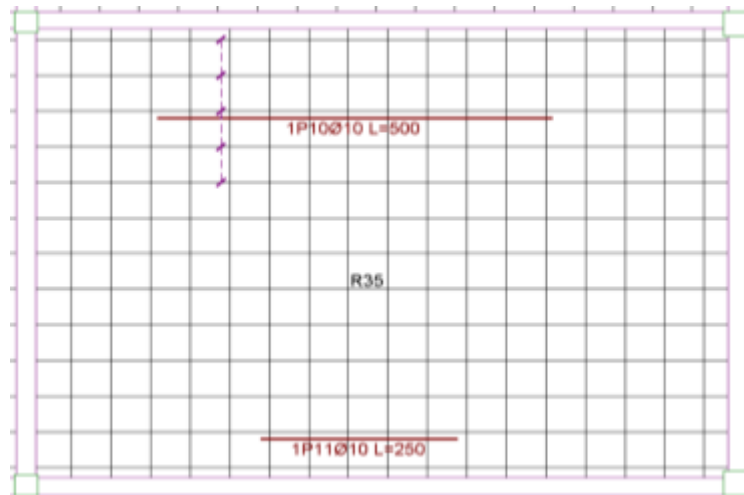
En caso de ser necesario, se añadirán diámetros mayores en bandas o franjas en las que los momentos sean elevados.

Por tanto; los momentos obtenidos en el programa Cypecad, servirán como datos para la asignación de armadura positiva a cada nervio.

**Figura N° 4.24: Momentos en dirección "X"**

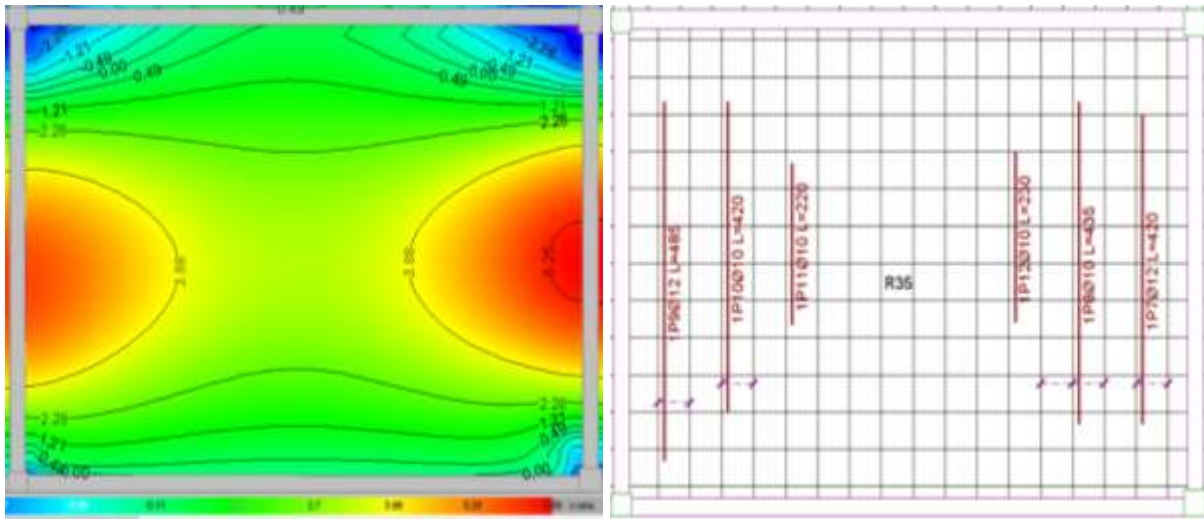


**Fuente: Modelaje Cypecad.**

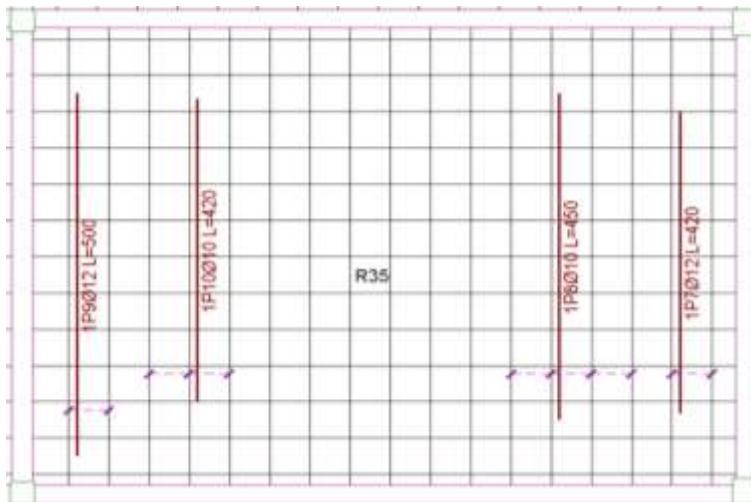


**Fuente: Propia.**

Figura N° 4.25: Momentos en dirección "Y"



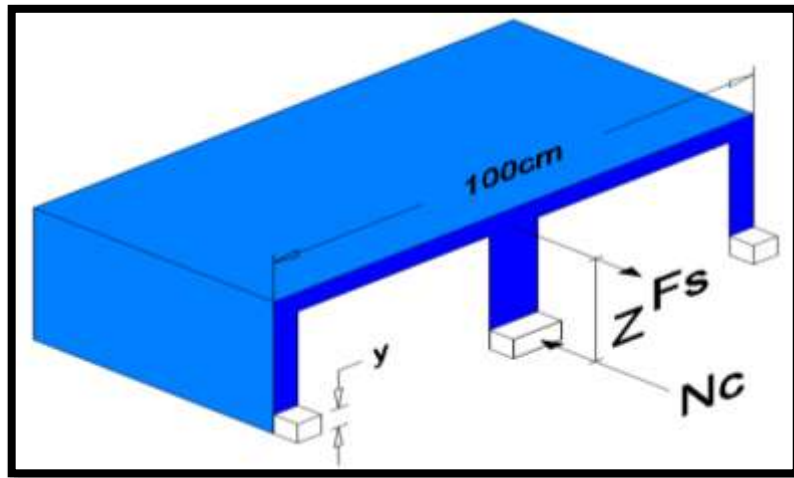
Fuente: Modelaje Cypecad.



Fuente: Propia.

#### 4.5.1.2 Diseño a flexión armadura negativa (Método Resistencia de Materiales)

Figura N°4.26: Diagrama rectangular



Fuente: Elaboración Propia.

$$Mx^- = 6,53 \frac{\text{ton. m}}{\text{m}}$$

$$M = N_c \cdot Z$$

$$M = b \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot y \cdot \left( h_{LR} - r_m - \frac{y}{2} \right)$$

$$653000 \text{ kg. cm} = 20 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 140 \text{ kg/cm}^2 \cdot y \cdot \left( 35 \text{ cm} - 3,5 \text{ cm} - \frac{y}{2} \right)$$

De donde se tiene que:

$$y = 10,44 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del bloque de tensiones.}$$

$$N_c = \text{Volumen del paralelepípedo} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$$

$$N_c = 0,85 \cdot 140 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 10,44 \text{ cm}$$

$$N_c = 24847,2 \text{ kg}$$



De la ecuación básica de resistencia de materiales:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{F}{\sigma}$$

$$A = \frac{24847,2kg}{\frac{5000kg/cm^2}{1,15}} = 5,71 cm^2$$

$$\text{Manual} = 4\Phi 16$$

$$\text{Cypecad } 1m^2 = 2\Phi 16 + 2\Phi 16$$

$$\text{Área Cypecad} = 4,02 + 1,57 = 8,04 cm^2$$

$$My^- = 2,49 \frac{\text{ton} \cdot m}{m}$$

$$M = N_C \cdot Z$$

$$M = b \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot y \cdot \left( h_{LR} - r_m - \frac{y}{2} \right)$$

$$249000kg \cdot cm = 100cm \cdot 0,85 \cdot 140kg/cm^2 \cdot y \cdot \left( 35cm - 3,5cm - \frac{y}{2} \right)$$

De donde se tiene que:

$$y = 3,52 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del bloque de tensiones.}$$

$$N_C = \text{Volumen del paralelepípedo} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$$

$$N_C = 0,85 \cdot 140 kg/cm^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 3,52 \text{ cm}$$

$$N_C = 8377,6kg$$

De la ecuación básica de resistencia de materiales:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{F}{\sigma}$$

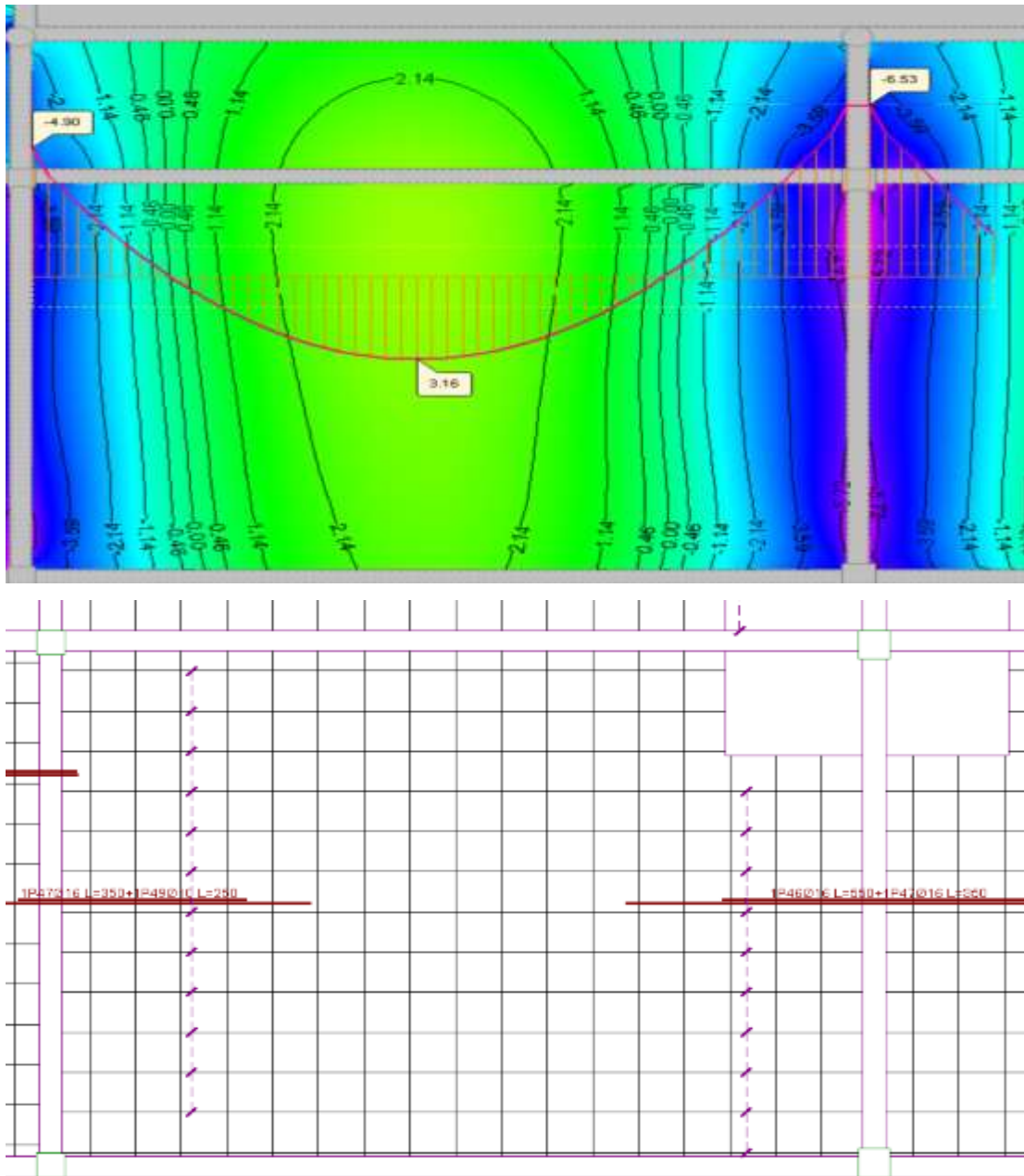
$$A = \frac{8377,6kg}{\frac{5000kg/cm^2}{1,15}} = 1,926 cm^2$$

$$\text{Manual} = 4\Phi 10$$

$$\text{Cypecad } 1m^2 = 2\Phi 10 + 2\Phi 10$$

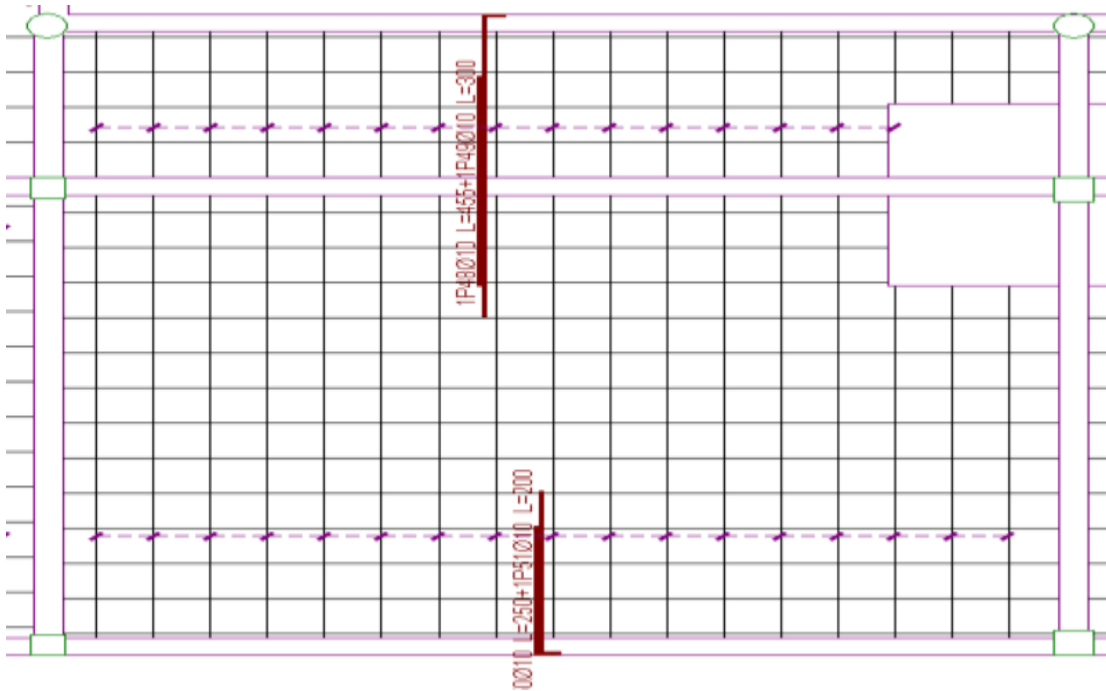
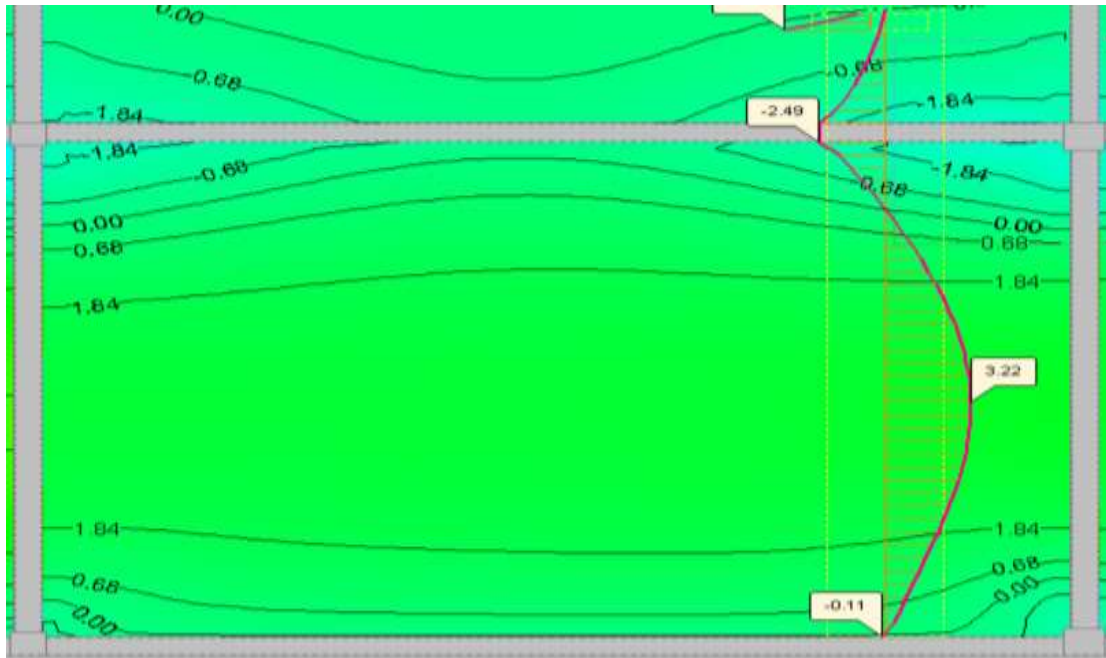
$$\text{Área Cypecad} = 1,57 + 1,57 = 3,14 cm^2$$

**Figura N° 4.27: Momentos en dirección "X"**



**Fuente: Modelaje Cypecad.**

Figura N° 4.28: Momentos en dirección "Y"



Fuente: Modelaje Cypecad.

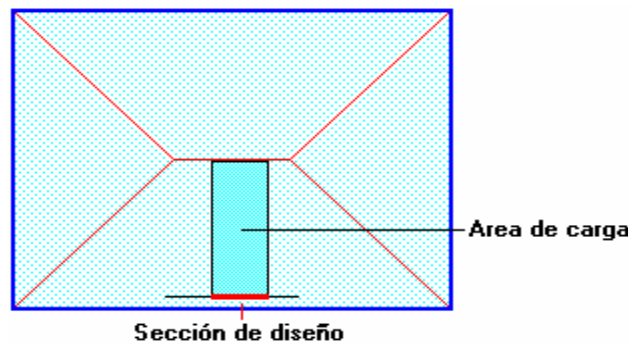
**Cuadro 4.1 Resumen de resultados para los momentos máximos positivos y negativos**

CÁLCULO	ÁREA $\frac{cm^2}{1m (ancho)}$	COMPARACIÓN	(Cype) ÁREA $\frac{cm^2}{1m (ancho)}$	
$M_{y-}$	1,93	$\leq$	2,87	=2 $\phi$ 10c/Nervio
$M_{y+}$	3,55	$\leq$	3,63	1 $\phi$ 12+2 $\phi$ 10 c/Nervio
$M_{x-}$	5,71	$\leq$	6,15	2 $\phi$ 16 c/Nervio
$M_{x+}$	2,36	$\leq$	2,43	3 $\phi$ 10 c/Nervio

*Fuente: Propia.*

#### 4.5.2. Diseño a cortante en la sección crítica

Figura N°4.29 Sección de la cortante analizada

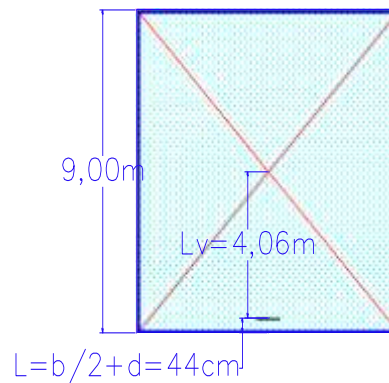


Fuente: Elaboración Propia.

Datos:

$q=1438,4 \text{ kg/cm}^2$	Carga de diseño
$L = 9,00 \text{ m}$	Longitud de losa (intereje)
$b_{\text{viga}} = 0,25 \text{ m}$	Base de la viga
$b_w = 10 \text{ cm}$	Ancho de nervios
$f_{cd} = 140,00 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia de diseño hormigón
$f_{yd} = 4347,82 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia de diseño acero
$d = 31.5 \text{ cm}$	Altura útil de losa

Figura N°4.30: Sección de la cortante analizada



Fuente: Elaboración Propia.

$$l = \frac{b_{\text{viga}}}{2} + d = \frac{25}{2} + 31,5 = 44\text{cm}$$

$$l_v = \frac{900}{2} - 44 = 4,06\text{ m}$$

Fuerza cortante que actúa sobre un metro de ancho de la zona crítica a cortante

$$V_d = q \cdot l_v \cdot 1\text{m}$$

$$V_d = 1438,4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 4,06\text{m} \cdot 1\text{m} = 5839,904\text{ kg} \quad \text{para dos nervios}$$

$$V_d = \frac{5839,904}{2} = 2919,952\text{ kg} \quad \text{para un nervio}$$

Resistencia cortante convencional del hormigón

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5,916\text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 5,916\text{ kg/cm}^2 \cdot 10\text{cm} \cdot 31,5\text{ cm} = 3168,018\text{ kg}$$

Dónde:

$$V_d \leq V_{cu} \quad \text{cumple}$$

$$2919,952\text{ kg} \leq 3168,018\text{ kg} \quad \text{cumple}$$

El cortante de diseño es menor que el cortante que resiste la sección por lo que la pieza no necesita armadura de corte.

### 4.5.3. Armadura de reparto por retracción de fraguado y cambios de temperatura

Datos:

$b_{seccion} = 100 \text{ cm}$	Ancho analizado
$h_{loseta} = 5 \text{ cm}$	Altura de capa de compresión
$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia de diseño hormigón
$f_{yd} = 4347,82 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia de diseño acero

Espaciamiento **S** máximo entre refuerzos de armadura de reparto Según CBH 87 Pag.195. En la losa de hormigón y en dirección perpendicular a los nervios o semiviguetas, se colocará una armadura de reparto constituidas por barras separadas como máximo 30 cm y cuya área  $A_s$  en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , cumplirá la condición: es:

$$A_{s_{reparto}} \geq 50 \cdot \frac{h_o}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

$$S_{max} = 30 \text{ cm}$$

Datos:

$h = 5 \text{ cm}$	Altura de losa de compresión
$f_{sd} = f_{yk}$	Resistencia de cálculo del acero en MPa.

$$A_{s_{reparto}} \geq 50 \cdot \frac{5}{434,78} \geq \frac{200}{434,78}$$

$$A_{s_{reparto}} \geq 0,57 \text{ cm}^2 / \text{m} \geq 0,46 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

El espaciamiento medio para la armadura de reparto para losas reticulares está dado por: (Según. ROMO Proaño Marcelo. Temas de Hormigón Armado. M.Sc. Escuela Politécnica del Ejército. Ecuador. 2008)

$$S = 5 \cdot h_{loseta} = 5 \cdot 5 = 25 \text{ cm}$$

Constructivamente, el espaciamiento adoptado es:

$$S = 25\text{cm} \leq 30\text{ cm}$$

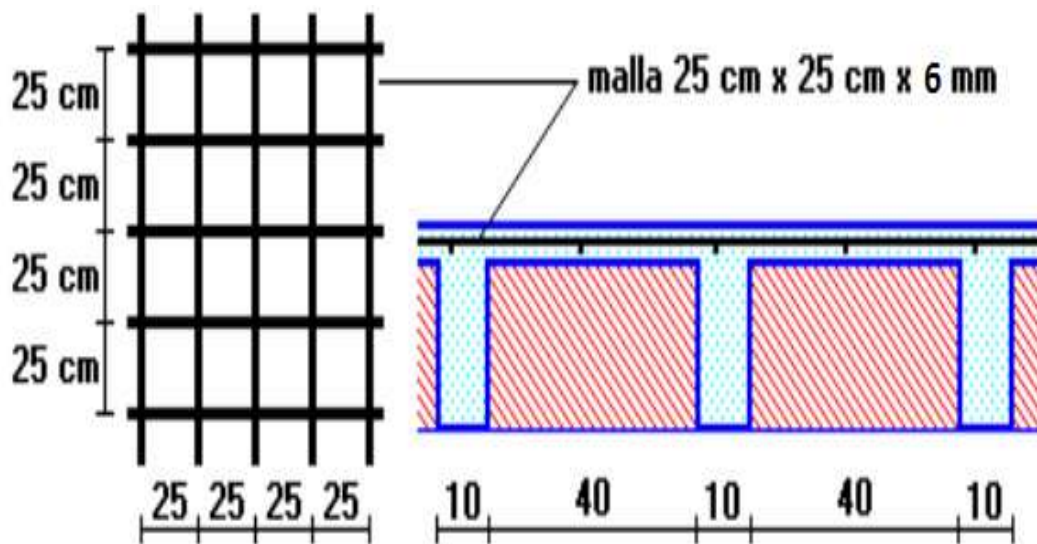
Con lo que la armadura asumida es:

$$A_s = 4\phi 6 \text{ c/ } 25\text{cm} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Verificación:

$$A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m} \geq 0,57 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{Cumple}$$

*Figura N°4.31: Armadura de reparto*



*Fuente: Elaboración Propia.*



#### 4.5.4. Comprobación de flechas de forjados reticulares

De acuerdo a lo que hace referencia la norma CBH 87 (pag196) el valor máximo de la flecha vertical en forjados y vigas que no hayan de soportar tabiques ni muros es  $l/300$ , siendo  $l$  la luz del elemento considerado. Para la determinación de esta flecha se considerará únicamente la flecha producida por la actuación simultánea de cargas permanentes y cargas variables, ya que no existen cargas de muros ni tabiquerías sobre la losa reticular de cubierta.

En caso de vigas o forjados que vayan de soportar muros o tabiques que han sido contruidos con mortero de cemento, la flecha máxima será admisible  $\frac{l}{500}$

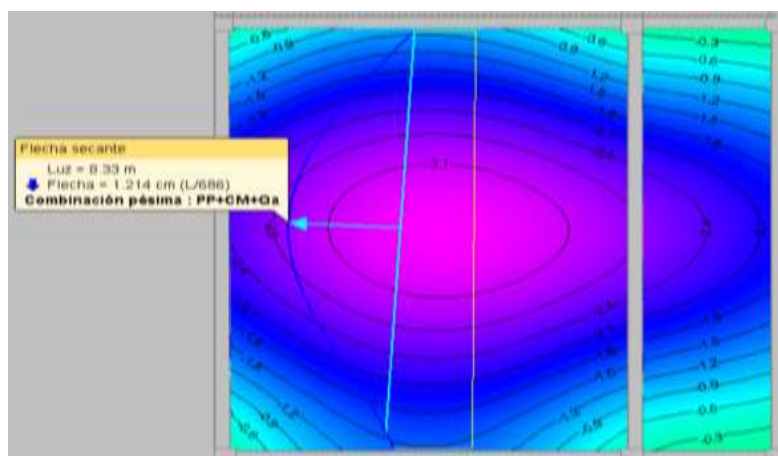
Deflexión admisible para forjados:

$$\Delta_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{9,00m}{500} = 0,018 m = 1,8cm$$

Deflexión máxima real de la losa:

$$\Delta_{real} = 1,214 cm$$

**Figura N°4.32: Flechas**



Fuente: Modelaje Cypecad.

Verificación:

$$\Delta_{\text{adm}} = 1,8\text{cm} > \Delta_{\text{real}} = 1,214\text{ cm} \quad \text{Cumple.}$$

#### 4.5.5. Ábacos

De acuerdo a lo establecido en la Norma CBH-87 (9.4.5.4) pag. 135 en el que afirma que la existencia de ábacos es opcional en las placas macizas y obligatorias en las aligeradas, por este motivo se decidirá bajo la siguiente condición.

$M_u^- > M_{\text{lim}}$  Necesita ábaco

$M_u^- < M_{\text{lim}}$  No necesita ábaco

$$x_{\text{lim}} = \frac{3}{8} \cdot d = \frac{3}{8} \cdot 31,5 = 11,81\text{cm}$$

$$y_{\text{lim}} = 0,8 \cdot x_{\text{lim}} = 0,8 \cdot 11,81 = 9,45\text{cm}$$

$$M_{\text{lim}} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y_{\text{lim}} \cdot (h_{Lr} - r_m - y_{\text{lim}})$$

$$M_{\text{lim}} = 0,85 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{1,5}\right) \cdot b \cdot y_{\text{lim}} \cdot \left(h_{Lr} - r_m - \frac{y_{\text{lim}}}{2}\right)$$

$$M_{\text{lim}} = 0,85 \cdot \left(\frac{210}{1,5}\right) \cdot 20 \cdot 9,45 \cdot \left(35\text{cm} - 3,5\text{cm} - \frac{9,45\text{cm}}{2}\right)$$

$$M_{\text{lim}} = 602196,52 \text{ kg. cm} = 6,02 \text{ ton.m/m}$$

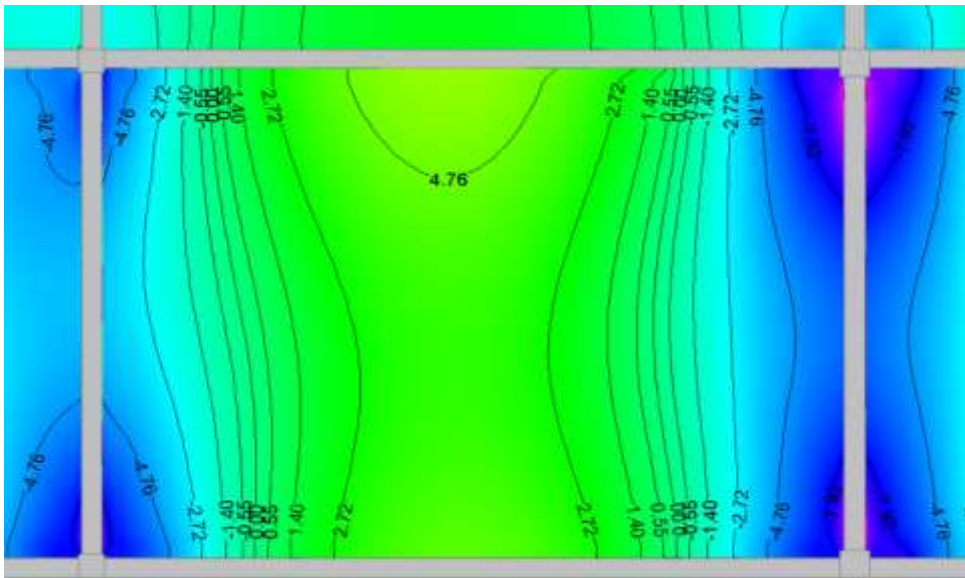
$$M_{y-} = 2,14 \text{ ton. m/m} \qquad 2,14 \text{ ton. m/m} < 6,02 \text{ ton. m/m}$$

$$M_{x-} = 7,92 \text{ ton. m/m} \qquad 7,92 \text{ ton. m/m} > 6,02 \text{ ton. m/m}$$

$M_{y-} < M_{\text{lim}}$  no necesita ábaco.

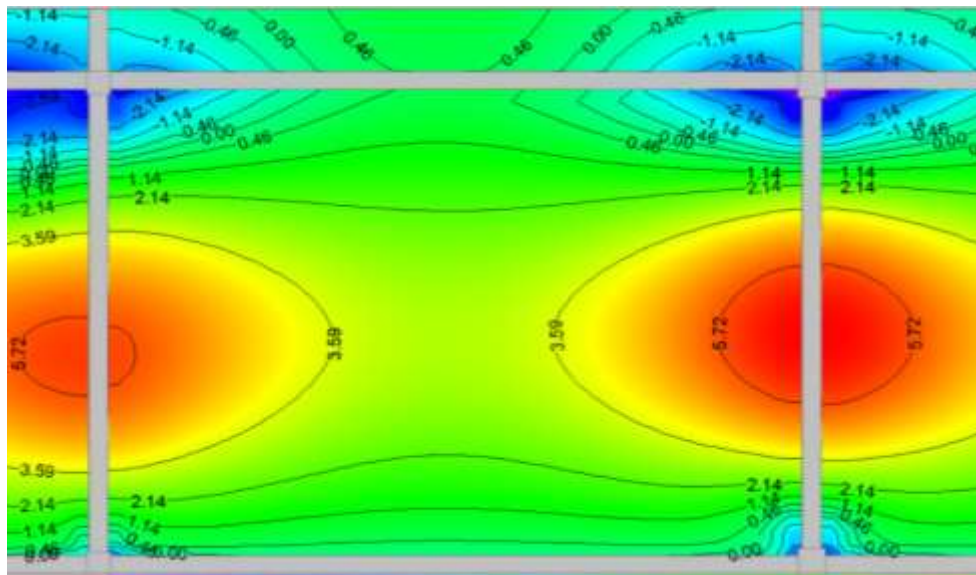
$M_{x-} < M_{\text{lim}}$  sí necesita ábaco.

**Figura N° 4.33: Momentos en dirección "X"**



*Fuente: Modelaje Cypecad.*

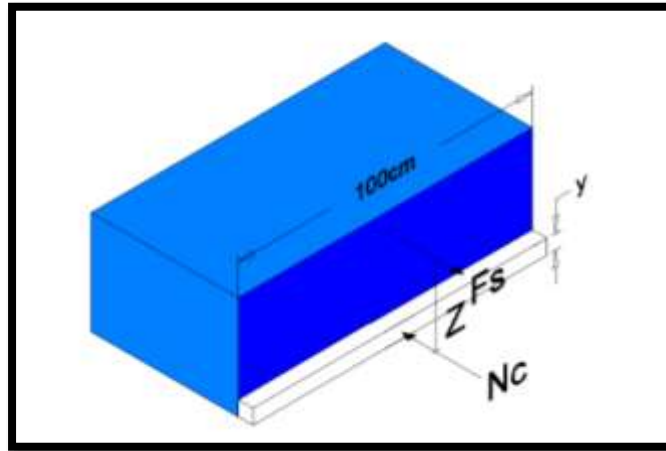
**Figura N° 4.34: Momentos en dirección "Y"**



*Fuente: Modelaje Cypecad.*

#### 4.5.5.1 Diseño a flexión armadura Negativa (Método Resistencia de Materiales)

Figura N° 4.35: Diagrama Rectangular



Fuente: Elaboración Propia.

$$Mx^- = 5,27 \frac{\text{ton. m}}{\text{m}}$$

$$M = N_C \cdot Z$$

$$M = b \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot y \cdot \left( h_{LR} - r_m - \frac{y}{2} \right)$$

$$527000 \text{kg. cm} = 100 \text{cm} \cdot 0,85 \cdot 140 \text{kg/cm}^2 \cdot y \cdot \left( 35 \text{cm} - 3,5 \text{cm} - \frac{y}{2} \right)$$

De donde se tiene que:

$$y = 1,438 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del bloque de tensiones.}$$

$$N_c = \text{Volumen del paralelepípedo} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$$

$$N_C = 0,85 \cdot 140 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 1,438 \text{ cm}$$

$$N_C = 17112,2 \text{ kg}$$

De la ecuación básica de resistencia de materiales:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{F}{\sigma}$$

$$A = \frac{17112,2kg}{\frac{5000kg/cm^2}{1,15}} = 3,94 \text{ cm}^2$$

$$\text{Manual} = 4\Phi 12$$

$$\text{Cypecad } 1m^2 = 2\Phi 16 + 2\Phi 10$$

$$\text{Área Cypecad} = 4,02 + 1,57 = 5,59 \text{ cm}^2$$

$$Mx^- = 6,86 \frac{\text{ton. m}}{m}$$

$$M = N_C \cdot Z$$

$$M = b \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot y \cdot \left( h_{LR} - r_m - \frac{y}{2} \right)$$

$$686000 \text{ kg. cm} = 100 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 140 \text{ kg/cm}^2 \cdot y \cdot \left( 35 \text{ cm} - 3,5 \text{ cm} - \frac{y}{2} \right)$$

De donde se tiene que:

$$y = 1,89 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del bloque de tensiones.}$$

$$N_C = \text{Volumen del paralelepípedo} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$$

$$N_C = 0,85 \cdot 140 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 1,89 \text{ cm}$$

$$N_C = 22491 \text{ kg}$$

De la ecuación básica de resistencia de materiales:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{F}{\sigma}$$

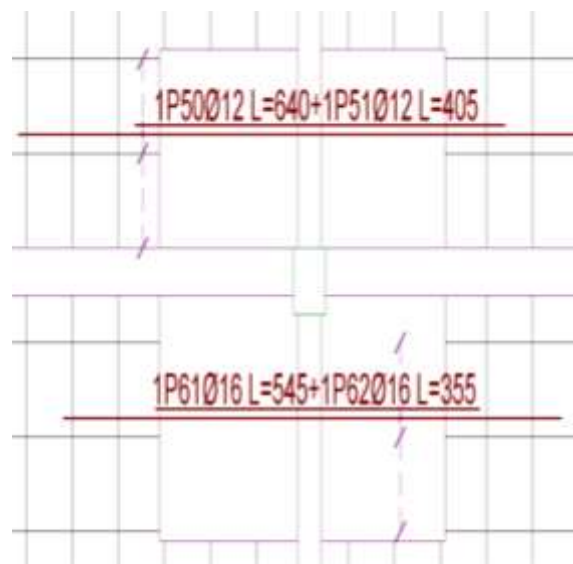
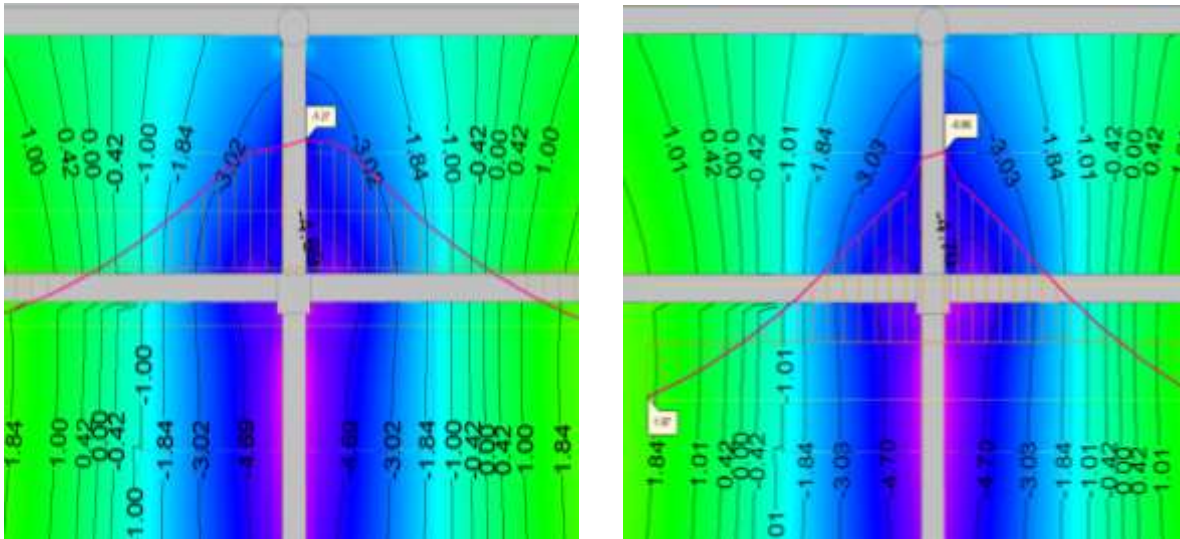
$$A = \frac{22491kg}{\frac{5000kg/cm^2}{1,15}} = 5,17 \text{ cm}^2$$

Manual = 4Φ16

Cypecad 1m<sup>2</sup> = 2Φ16 + 2Φ16

Área Cypecad = 4,02+4,02= 8,04cm<sup>2</sup>

**Figura N° 4.36: Momentos en dirección "X"**



**Fuente:** Modelaje Cypecad.

$$My^- = 3,59 \frac{\text{ton. m}}{\text{m}}$$

$$M = N_C \cdot Z$$

$$M = b \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot y \cdot \left( h_{LR} - r_m - \frac{y}{2} \right)$$

$$359000 \text{kg. cm} = 100 \text{cm} \cdot 0,85 \cdot 140 \text{kg/cm}^2 \cdot y \cdot \left( 35 \text{cm} - 3,5 \text{cm} - \frac{y}{2} \right)$$

De donde se tiene que:

$$y = 0,972 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del bloque de tensiones.}$$

$$N_C = \text{Volumen del paralelepípedo} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$$

$$N_C = 0,85 \cdot 140 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 0,972 \text{ cm}$$

$$N_C = 11566,8 \text{ kg}$$

De la ecuación básica de resistencia de materiales:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{F}{\sigma}$$

$$A = \frac{11566,8 \text{ kg}}{\frac{5000 \text{ kg/cm}^2}{1,15}} = 2,66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Manual} = 4\Phi 10$$

$$\text{Cypecad } 1 \text{ m}^2 = 2\Phi 16 + 2\Phi 10$$

$$\text{Área Cypecad} = 4,02 + 1,57 = 5,59 \text{ cm}^2$$

$$My^- = 3,92 \frac{\text{ton. m}}{\text{m}}$$

$$M = N_C \cdot Z$$

$$M = b \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot y \cdot \left( h_{LR} - r_m - \frac{y}{2} \right)$$

$$392.000 \text{ kg.cm} = 100\text{cm} \cdot 0,85 \cdot 140\text{kg/cm}^2 \cdot y \cdot \left(35\text{cm} - 3,5\text{cm} - \frac{y}{2}\right)$$

De donde se tiene que:

$$y = 1,06 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del bloque de tensiones.}$$

$$N_c = \text{Volumen del paralelepípedo} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$$

$$N_c = 0,85 \cdot 140 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 1,06\text{cm}$$

$$N_c = 12614\text{kg}$$

De la ecuación básica de resistencia de materiales:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{F}{\sigma}$$

$$A = \frac{12614\text{kg}}{\frac{5000\text{kg/cm}^2}{1,15}} = 2,90 \text{ cm}^2$$

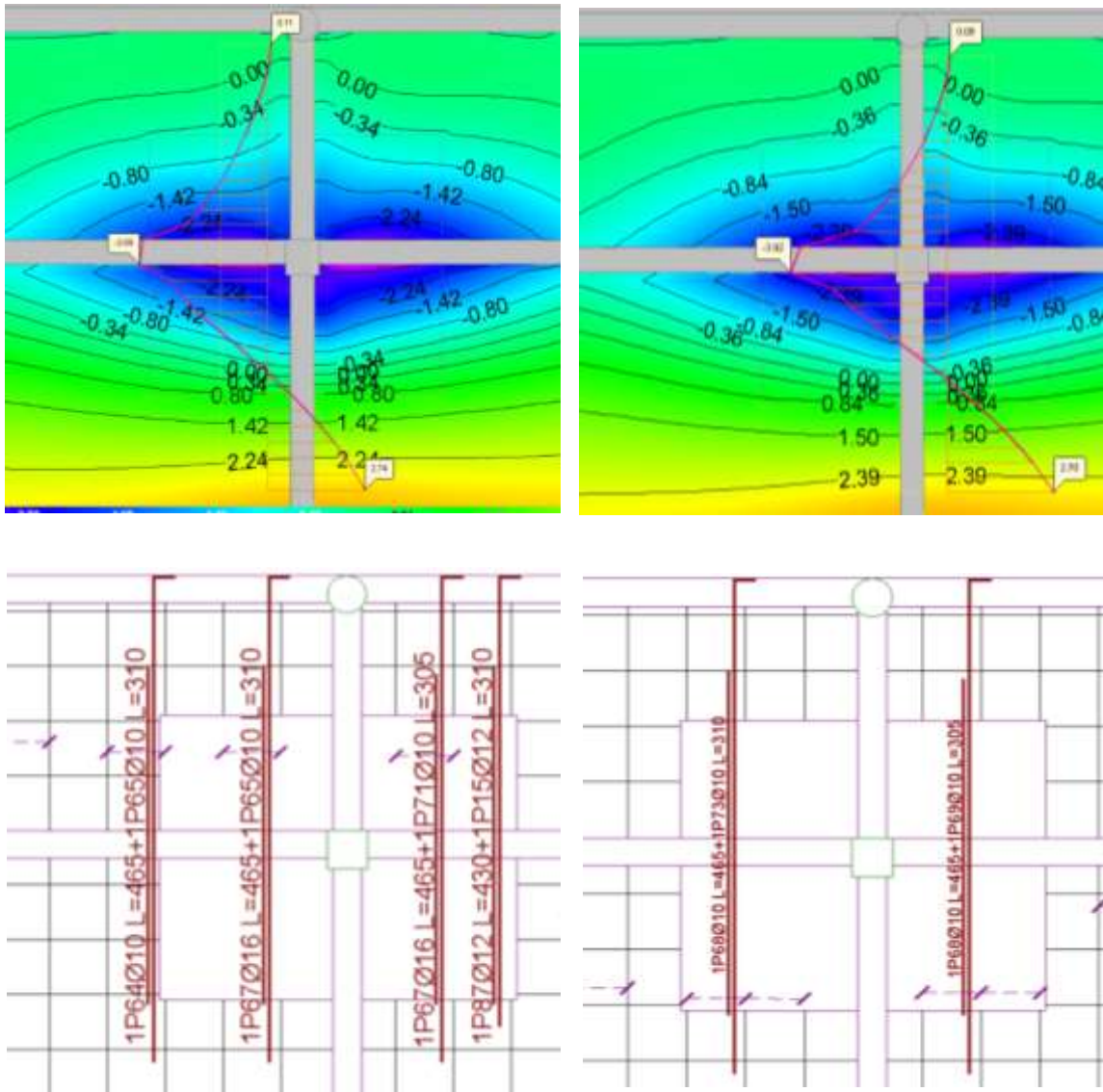
$$\text{Manual} = 4\Phi 10$$

$$\text{Cypecad } 1\text{m}^2 = 2\Phi 16 + 2\Phi 10$$

$$\text{Área Cypecad} = 4,02 + 1,57 = 5,59\text{cm}^2$$



Figura N° 4.37: Momentos en dirección "Y"



Fuente: Modelaje Cypecad.

**Cuadro 4.2 Resumen de resultados para los momentos máximos negativos**

CÁLCULO	ÁREA $\frac{cm^2}{1m (ancho)}$	COMPARACIÓN	(Cype) ÁREA $\frac{cm^2}{1m (ancho)}$	
$M_{y-}$	2,66	$\leq$	2,83	2 $\phi$ 10c/Nervio
$M_{y-}$	2,90	$\leq$	3,27	2 $\phi$ 10 c/Nervio
$M_{x-}$	3,94	$\leq$	4,05	2 $\phi$ 12 c/Nervio
$M_{x-}$	5,17	$\leq$	6,18	2 $\phi$ 16 c/Nervio

**Fuente: Propia.**

#### 4.6 Diseño de Losa Reticular (Casetón de Aligeramiento Recuperable)

##### Dimensionamiento de la losa reticular

Dimensiones de la losa reticular para la luz de 9,00m x 6,45m

##### Altura de losa reticular

$$L_{\text{promedio}} = \frac{9,00\text{m} + 6,45\text{m}}{2} = 7,73\text{m}$$

**Jiménez Montoya**

**Florentino Regalado**

**CBH 87**

$$h_{Lr} \geq \frac{L}{25} = \frac{7,73\text{m}}{25} = 0,309\text{m}$$

$$\frac{L}{20} \geq h_{Lr} \geq \frac{L}{24}$$

$$h_{Lr} \geq \frac{L}{28} = \frac{7,73\text{m}}{28} = 0,276\text{m}$$

$$h_{Lr} \geq 0,31\text{m}$$

$$\frac{7,73\text{m}}{20} \geq h_{Lr} \geq \frac{7,73\text{m}}{24}$$

$$h_{Lr} \geq 30\text{cm}$$

$$0,386\text{m} \geq h_{Lr} \geq 0,322 \approx 35\text{cm}$$

$$h_{\text{min}} = \frac{\sum \text{lados continuos} + (\sum \text{lados discontinuos}) \cdot 1,25}{200} + 2,5$$

$$h_{\text{min}} = \frac{(900 + 645 + 645) + (900) \cdot 1,25}{200} + 2,5$$

$$h_{\text{min}} = 19,075\text{cm}$$

$$h_{Lr} \geq \frac{h_{\text{min}}}{0,58} = \frac{19,075}{0,58} = 32,887\text{cm} \approx 35\text{cm}$$

Se asumirá  $h_{Lr} = 35\text{cm}$

##### Separación entre nervios

**Florentino regalado**

**CBH 87**

La separación de nervios no debe

Separación máxima entre nervios 1m.

exceder de 1m.

El entreje comercial más extendido en losa de casetones recuperables es de 80cm.

Se asumirá 80 cm

## Espesor de la losa de compresión

**Florentino regalado**

$$3 \text{ cm} \leq e \leq 10 \text{ cm}$$

**CBH 87**

$$e > 3 \text{ cm} \text{ o } \frac{L}{10} = \frac{40 \text{ cm}}{10} = 4 \text{ cm}$$

Se adoptará  $e=5\text{cm}$

## Base de nervio

**Florentino regalado**

$$b \geq 12 \text{ cm}$$

**CBH 87**

$$b \geq 7 \text{ cm}$$

$$b \geq \frac{h}{4} \text{ cm} = \frac{35}{4} = 8,75 \text{ cm}$$

**ACI**

$$b \geq \frac{h_{Lr}}{3,5}$$

$$b \geq \frac{35}{3,5} = 10 \text{ cm}$$

Se adoptará  $b=12 \text{ cm}$

## **Recubrimiento mecánico $r_m$ :**

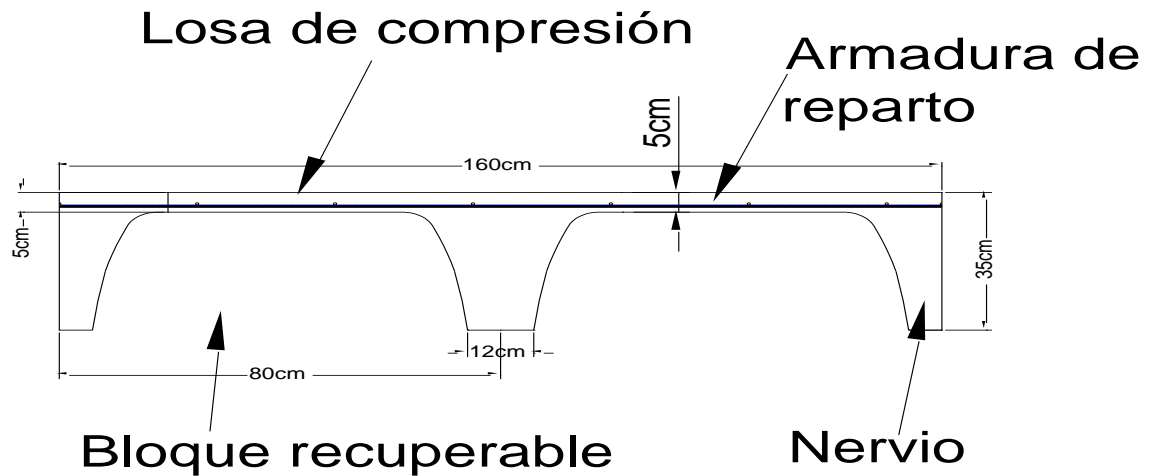
$$r_m \leq r_{\text{geométrico}} + \phi_{\text{As base longitudinal}} + \frac{\phi_{\text{As base transversal}}}{2}$$

$$r_m \leq 2 \text{ cm} + 1 \text{ cm} + \frac{1 \text{ cm}}{2}$$

$$r_m \leq 3,5 \text{ cm}$$

Dimensiones de la losa reticular (9,00m x6,45m)	
Parámetros	(cm)
Espesor de la losa de compresión	5
Altura de nervio	30
Canto total	35
Base de nervio	12
Separación entre nervios	80
Luz libre entre nervios	68
Longitud mayor de la losa	900
Recubrimiento	3,5
Altura útil de Losa	31,5

*Figura N° 4.38: Parámetros Geométricos de Losa Reticular*



*Fuente: Elaboración Propia.*

#### 4.6.1 Diseño a flexión

##### 4.6.1.1 Diseño a flexión armadura positiva (Método Resistencia de Materiales)

La cuantía mínima en nervios es: (Ver Tabla 2.10)

Cuantía mínima  $\geq 3^\circ/00 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{\min}} \geq 3^\circ/00 \cdot b_N \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} \geq 3^\circ/00 \cdot 12 \cdot 35 = 1,26 \text{ cm}^2$$

Equivalente a:

$$2\phi 10 = 2 \cdot 0,785 = 1,57 \text{ cm}^2 \geq A_{s_{\min}} = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple.}$$

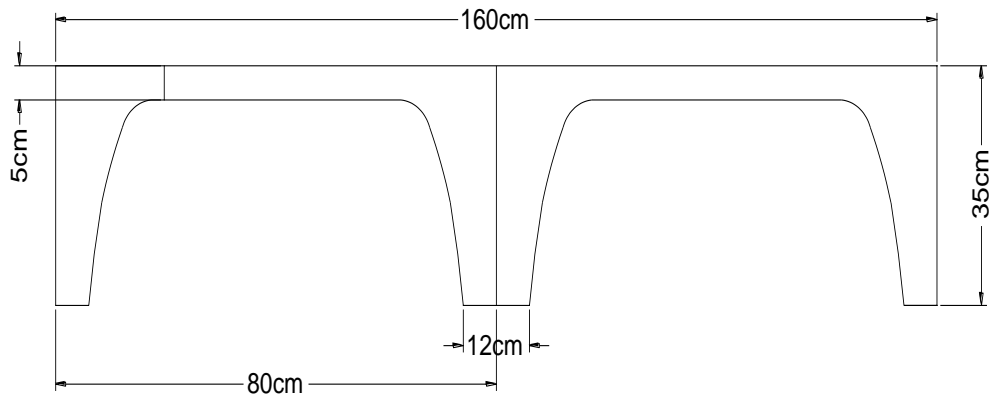
Armadura Base en cada nervio:

Se asumirá como armadura base, 2 barras de  $\phi=10\text{mm}$ :

$$\text{Armadura Base} = 2\phi 10$$

Ancho analizado 1.6 m:

**Figura N° 4.39: Sección analizada de la losa reticular**



**Fuente: Elaboración Propia.**

$$4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

De la ecuación básica de resistencia de materiales:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Dónde:

$$F = \sigma \cdot A_s$$

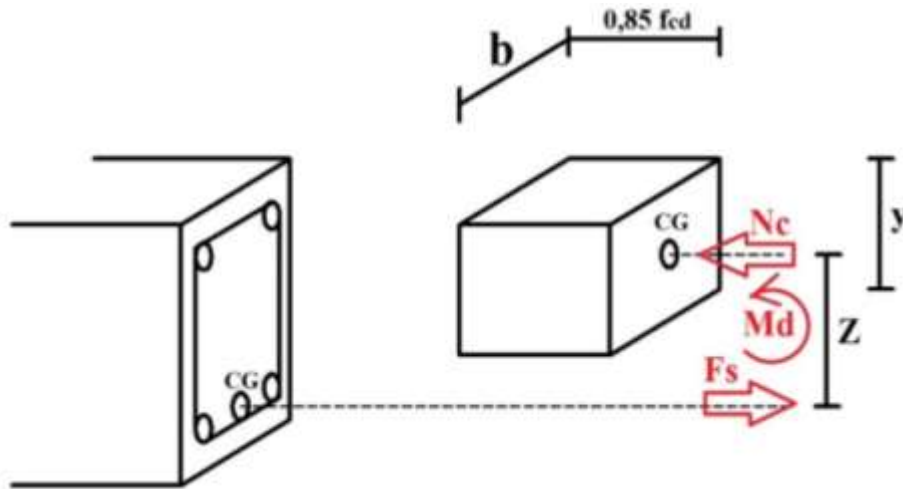
$$\sigma = f_{yd}$$

Del gráfico “Diagrama rectangular”:

$$F_s = f_{yd} \cdot A_s = \frac{5000 \text{ kg}}{1,15 \text{ cm}^2} \cdot 3,14 \text{ cm}^2 = 13659,1 \text{ kg}$$

Para un diseño óptimo lo que se busca es que  $F_s = N_c$ : de manera que el acero y el hormigón tengan la misma fuerza de tracción y compresión respectivamente, por tanto:

*Figura N°4.40: Diagrama rectangular*



*Fuente: Elaboración propia.*

$$N_c = F_s$$

Pero:

$$N_c = \text{Volumen del paralelepípedo} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$$

$$13659,1 \text{ kg} = 0,85 \cdot 140 \text{ kg/cm}^2 \cdot 160 \text{ cm} \cdot y$$

De donde se tiene que:

$$y = 0,72 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del bloque de tensiones.}$$

Momento de diseño **Md**:

$$Md_{2\phi 10 \text{ c/N}} = N_c \cdot z$$

$$Md_{2\phi 10 \text{ c/N}} = N_c \cdot \left( h_{LR} - r_m - \frac{y}{2} \right)$$

$$Md_{2\phi 10 \text{ c/N}} = 13659,1 \text{ kg} \cdot \left( 35\text{cm} - 3,5\text{cm} - \frac{0,72\text{cm}}{2} \right)$$

$$Md_{2\phi 10 \text{ c/N}} = 4253,44 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} = 4,253 \frac{\text{tn} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Esto significa que:

$$1\phi 10 = 0,785 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Resiste: } \frac{4,253}{4} = 1,063 \text{ tn.m/m}$$

En caso de ser necesario, se añadirán diámetros mayores en bandas o franjas en las que los momentos sean elevados.

$$\mathbf{4\phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2}$$

De la ecuación básica de resistencia de materiales:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Dónde:

$$F = \sigma \cdot A_s$$

$$\sigma = f_{yd}$$

Del gráfico “Diagrama rectangular”:

$$F_s = f_{yd} \cdot A_s = \frac{5000 \text{ kg}}{1,15 \text{ cm}^2} \cdot 4,52\text{cm}^2 = 19669,1 \text{ kg}$$

Para un diseño óptimo lo que se busca es que  $F_s = N_c$ : de manera que el acero y el hormigón tengan la misma fuerza de tracción y compresión respectivamente, por tanto:

$$N_c = F_s$$



Pero:

$$N_c = \text{Volumen del paralelepípedo} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$$

$$19669,1 \text{ kg} = 0,85 \cdot 140 \text{ kg/cm}^2 \cdot 160 \text{ cm} \cdot y$$

De donde se tiene que:

$$y = 1,03 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del bloque de tensiones.}$$

Momento de diseño **Md**:

$$Md_{2\phi 12 \text{ c/N}} = N_c \cdot z$$

$$Md_{2\phi 12 \text{ c/N}} = N_c \cdot \left( h_{LR} - r_m - \frac{y}{2} \right)$$

$$Md_{2\phi 12 \text{ c/N}} = 19669,1 \text{ kg} \cdot \left( 35 \text{ cm} - 3,5 \text{ cm} - \frac{1,03 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$Md_{2\phi 12 \frac{c}{N}} = 6094,47 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} = 6,094 \frac{\text{tn} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Esto significa que:

$$1\phi 12 = 1,13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Resiste: } \frac{6,094}{4} = 1,523 \text{ tn.m/m}$$

En caso de ser necesario, se añadirán diámetros mayores en bandas o franjas en las que los momentos sean elevados.

$$\mathbf{4\phi 16 = 8.04 \text{ cm}^2}$$

De la ecuación básica de resistencia de materiales:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Dónde:

$$F = \sigma \cdot A_s$$

$$\sigma = f_{yd}$$

Del gráfico “Diagrama rectangular”:

$$F_s = f_{yd} \cdot A_s = \frac{5000 \text{ kg}}{1,15 \text{ cm}^2} \cdot 8,04 \text{ cm}^2 = 34956,52 \text{ kg}$$

Para un diseño óptimo lo que se busca es que  $F_s = N_c$ : de manera que el acero y el hormigón tengan la misma fuerza de tracción y compresión respectivamente, por tanto:

$$N_c = F_s$$

Pero:

$$N_c = \text{Volumen del paralelepípedo} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$$

$$34956,52 \text{ kg} = 0,85 \cdot 140 \text{ kg/cm}^2 \cdot 160 \text{ cm} \cdot y$$

De donde se tiene que:

$$y = 1,83 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del bloque de tensiones.}$$

Momento de diseño **Md**:

$$M_{d_{2\phi 16 \text{ c/N}}} = N_c \cdot z$$

$$M_{d_{2\phi 16 \text{ c/N}}} = N_c \cdot \left( h_{LR} - r_m - \frac{y}{2} \right)$$

$$M_{d_{2\phi 16 \text{ c/N}}} = 34956,52 \text{ kg} \cdot \left( 35 \text{ cm} - 3,5 \text{ cm} - \frac{1,83 \text{ cm}}{2} \right)$$

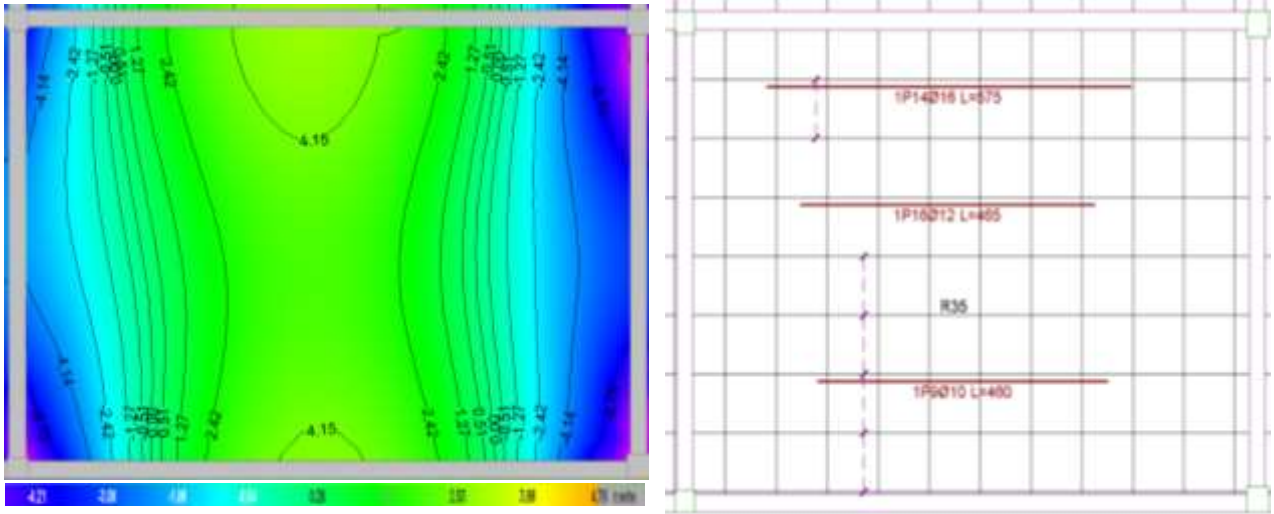
$$M_{d_{2\phi 16 \frac{c}{N}}} = 10691,45 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} = 10,691 \frac{\text{tn} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Esto significa que:

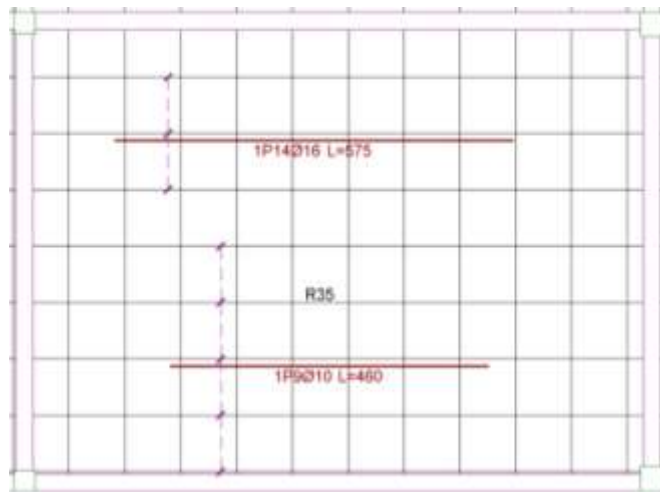
$$1\phi 16 = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Resiste: } \frac{10.691}{4} = 2,672 \text{ tn.m/m}$$

Por tanto; los momentos obtenidos en el programa Cypecad, servirán como datos para la asignación de armadura positiva a cada nervio.

**Figura N° 4.41: Momentos en dirección "X"**

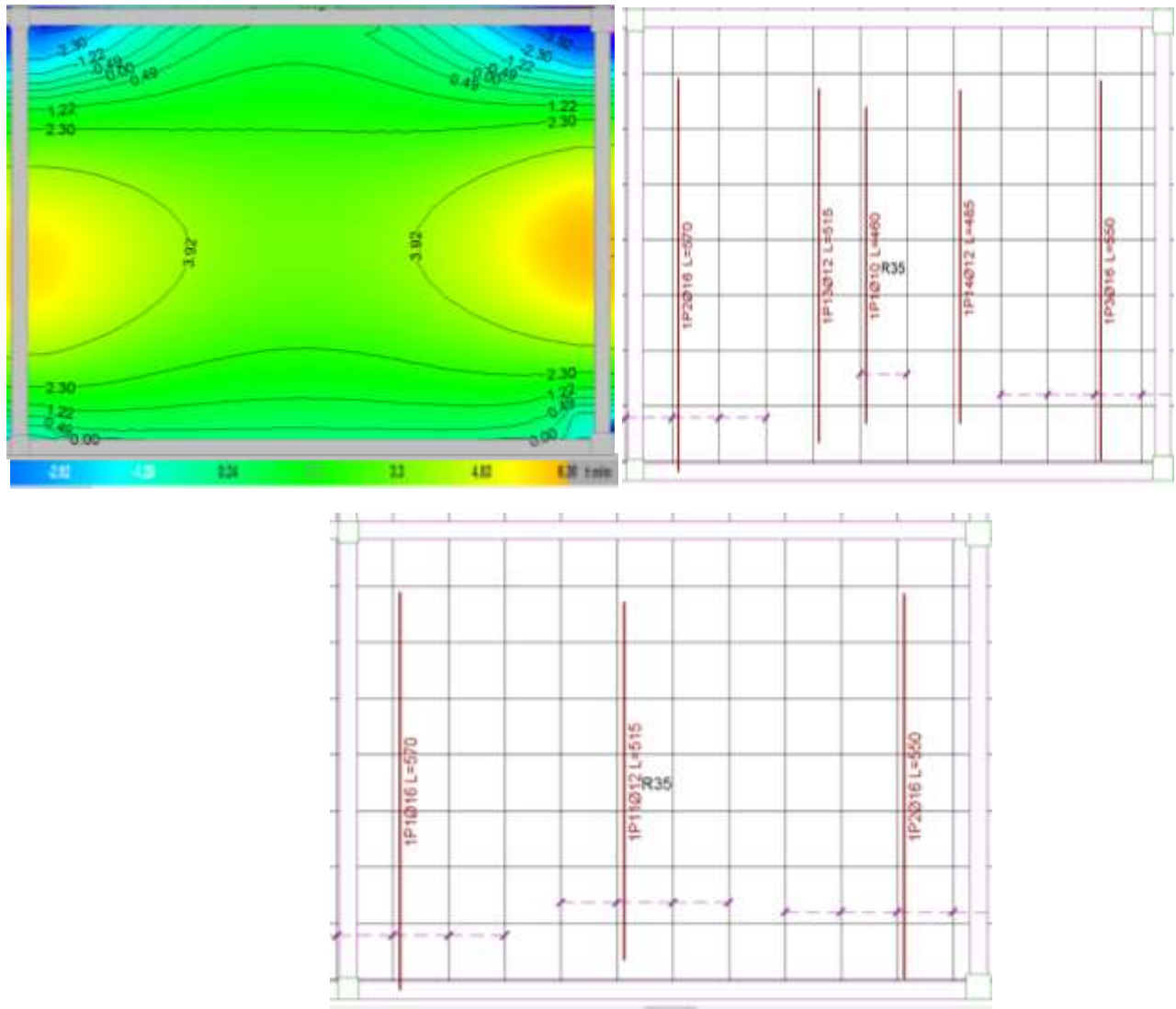


**Fuente: Modelaje Cypecad.**



**Fuente: Modelaje Cypecad.**

Figura N° 4.42: Momentos en dirección "Y"



Fuente: Modelaje Cypecad.

**Cuadro 4.3 Resumen de resultados para los momentos máximos positivos y negativos**

CÁLCULO	ÁREA $\frac{cm^2}{1m (ancho)}$	COMPARACIÓN	(Cype) ÁREA $\frac{cm^2}{1m (ancho)}$	
$M_{y-}$	1,98	$\leq$	2,87	2 $\phi$ 10 c/Nervio
$M_{y+}$	3,58	$\leq$	3,58	2 $\phi$ 10+1 $\phi$ 16 c/Nervio
$M_{x-}$	5,97	$\leq$	7,68	2 $\phi$ 16 c/Nervio
$M_{x+}$	3,58	$\leq$	3,62	2 $\phi$ 10+1 $\phi$ 16 c/Nervio

**Fuente:** Propia.

**Cuadro 4.4: Resumen Comparativo de Resultados de Momentos Máximos Positivos y Negativos de C/Perdidos Vs C/Recuperables**

Losas Reticulares	Área necesaria casetón perdidos.	Armadura adoptada	Área necesaria Casetón Recuperables	Armadura Adoptada	Diferencia en (%)
$M_{y-}$	1,93cm <sup>2</sup>	2Φ10mm c/Nervio	1,98cm <sup>2</sup>	2Φ10mm c/Nervio	2,52%
$M_{y+}$	3,55 cm <sup>2</sup>	1Φ12mm + 2Φ10 mm c/Nervio.	3,58 cm <sup>2</sup>	1Φ10mm + Φ16mm c/Nervio.	0,83%
$M_{x-}$	5,71cm <sup>2</sup>	2Φ16 mm c/Nervio	5,97 cm <sup>2</sup>	2Φ16 mm c/Nervio	4,35%
$M_{x+}$	2,36cm <sup>2</sup>	3Φ10mm c/ Nervio	3,58 cm <sup>2</sup>	2Φ10mm + 1Φ16mm c/Nervio.	12.3%

*Fuente: Elaboración Propia.*

## 4.7 Comparación Técnico – Económico de Losas Reticulares

### 4.7.1 Comparación del proceso constructivo de las losas reticulares

#### 4.7.1.1 Losa reticular con casetones de aligeramiento perdido

*Figura N° 4.43 Forjados Reticulares con Casetones de Aligeramiento Perdido*



*Fuente: Propia.*

Realización del proceso constructivo de losas reticulares con casetón perdido con aligeramiento de poliestireno.



#### 4.7.1.2 Losa reticular con casetones de aligeramiento recuperable

*Figura N°4.44 Forjados Reticulares con Casetones de Aligeramiento Recuperable*



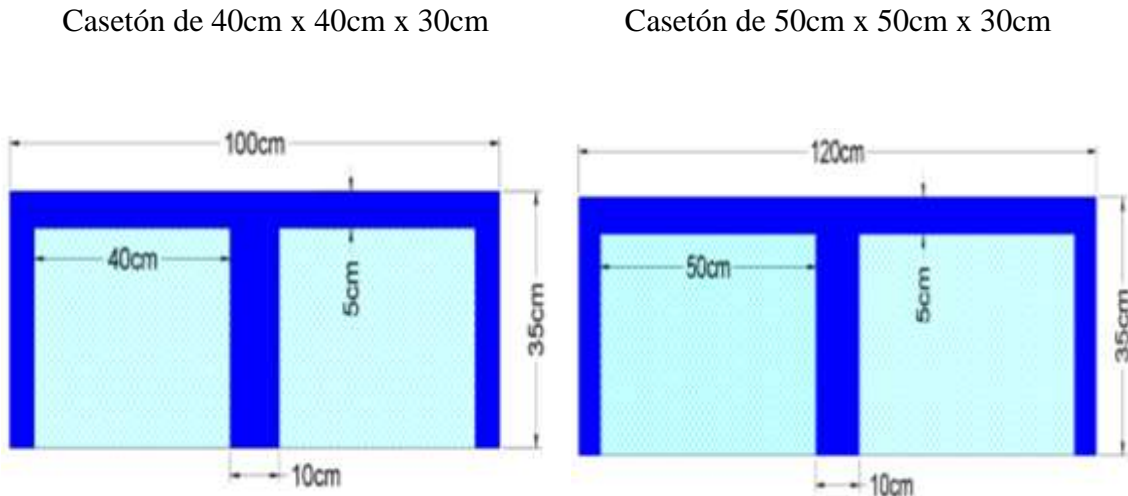
*Fuente: Florentino Regalado. Los Forjado Reticulares.*

Realización del proceso constructivo de losas reticulares con casetón de aligeramiento recuperable con cubetas de 30 cm de altura.

## 4.7.2 Resistencia de las losas reticulares

### 4.7.2.1 Comparación de losas reticulares con casetón de aligeramiento perdido

Figura N° 4.45 Forjados Reticulares con Casetones de Aligeramiento Perdido de:



Fuente: Propia.

COMPARACIÓN EN RESISTENCIA	
CASETÓN DE 40X40X30 cm	CASETÓN DE 50X50X30 cm
$I=129564,4167 \text{ cm}^4$	$I=115104,1667 \text{ cm}^4$
$v=0,158 \text{ m}^3/\text{m}^2$	$v=0,141 \text{ m}^3/\text{m}^2$

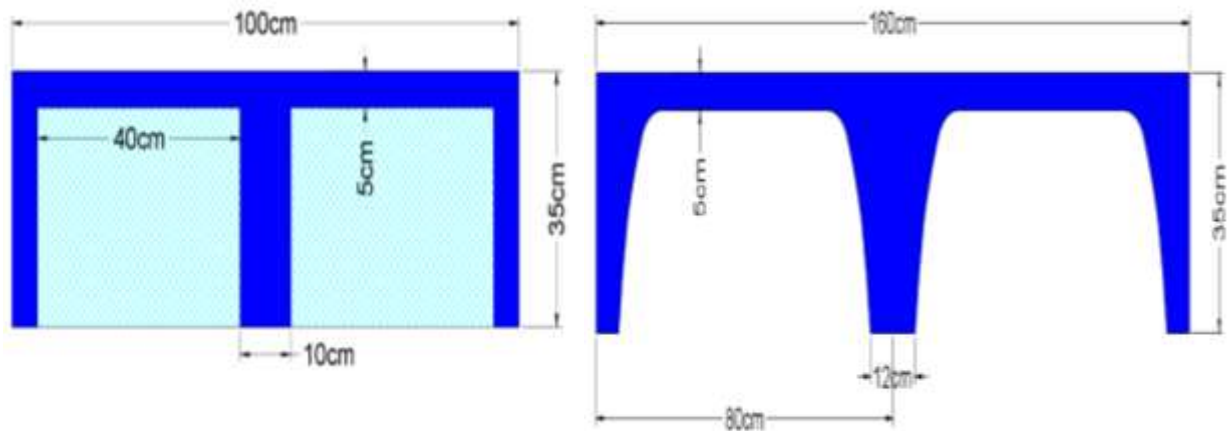
Una losa reticular de 35 cm de peralte con casetones de 40cm x 40cm tiene una inercia de  $129564,4167 \text{ cm}^4$ , la misma losa con casetones más amplios de 50cm x 50cm nos da una inercia de  $115104,1667 \text{ cm}^4$ , haciendo una relación, si bien reduce el volumen en un 10,75% en el caso de la inercia perdemos alrededor del 11,16%; quiere decir que una losa con casetones más grandes va a tener menor inercia y por lo tanto mayor deformación es por lo tanto que se recomienda que se trabaje en losas reticulares cuyo complemento sean de 40cm x 40cm x h del casetón

La sección que tenga mayor inercia es mejor, porque genera menor esfuerzo y al tener menor esfuerzo, tendrá menos armadura y por lo tanto será más económico con la misma área o volumen de hormigón.

Por lo tanto, se utilizaron losas reticulares con casetón de aligeramiento perdidos de 40cm x 40cm x 30cm.

#### 4.7.2.2 Comparación de losas reticulares con casetón de aligeramiento perdido frente a losas reticulares con casetón de aligeramiento recuperable

*Figura N° 4.46 Forjados Reticulares con Casetón de Aligeramiento Perdido y casetón de aligeramiento recuperable*



*Fuente: Propia.*

COMPARACIÓN EN RESISTENCIA	
CASETÓN DE 40X40X30 cm	CASETÓN RECUPERABLE
$I=129564,4167 \text{ cm}^4$	$I=138691,310 \text{ cm}^4$
$V= 0,158 \text{ m}^3/\text{m}^2$	$V= 0,164 \text{ m}^3/\text{m}^2$

Una losa reticular de 35 cm de peralte con casetones de 40cm x 40cm , tiene una inercia de  $129564,4167\text{cm}^4$  y una la losa reticular con casetones de aligeramiento recuperable tiene una inercia de  $138691,31\text{cm}^4$ ; haciendo una relación, si bien aumenta el volumen en un 3,66% en el caso de la inercia se aumenta al rededor del 6,60% ;quiere decir que una losa con casetones recuperables genera mayor inercia y por lo tanto se puede realizar diseños de luces más elevadas, pero en este caso se utilizó las losas reticulares con casetones de aligeramiento perdido por el tema de que en el mercado es de mayor facilidad conseguir este tipo de material.

La sección que tenga mayor inercia es mejor, porque me genera menor esfuerzo y al tener menor esfuerzo, tendrá menos armadura. Realizando la comparación en este caso el forjado reticular con casetones de aligeramiento recuperable es más económico frente a las losas de casetones de aligeramiento perdido comparando en la construcción de obra gruesa debido al encofrado, material y mano de obra, pero al finalizar tiene un costo más elevado.

Por lo tanto, se utilizaron losas reticulares con casetón de aligeramiento perdidos de 40cm x 40cm x 30cm.

### 4.7.3 comparación económica

#### 4.7.3.1 Losas reticulares con casetón de aligeramiento perdido

Costo por m<sup>2</sup> de losa= 558,15 bs

*Figura N° 4.47 Precio unitario de losa reticular con casetón perdido*

No.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
>	<b>A. MATERIAL</b>				<b>464.23</b>
1	Clavos	kg	0.30	12.50	3.75
2	Alambre de amarre	kg	0.30	12.00	3.60
3	Fierro corrugado fck=5000	kg	19.95	8.30	165.59
4	Madera ochoo	pie <sup>2</sup>	24.00	7.00	168.00
5	Arena	m <sup>3</sup>	0.06	120.00	7.20
6	Grava	m <sup>3</sup>	0.10	133.90	13.39
7	Cemento portland	kg	50.00	1.11	55.50
8	Plastoformo de 40x40x30	pza	4.00	11.80	47.20
>	<b>B. OBRERO</b>				<b>73.04</b>
1	Armador	hr	0.72	20.50	14.76
2	Encofrador	hr	1.35	20.50	27.68
3	Ayudante (encofrador)	hr	1.30	15.00	19.50
4	Ayudante (armador)	hr	0.67	15.00	10.05
5	Maestro hormigonero especialista	hr	0.03	35.00	1.05
>	<b>C. EQUIPO</b>				<b>20.88</b>
1	Camión bomba estacionado en obra , para bombeo de hormigón	hr	0.02	1,044.18	20.88

*Fuente: Prescom.*

#### 4.7.3.2 Losas reticulares con casetón de aligeramiento recuperable

Costos por m<sup>2</sup> de losa=528,45 Bs

*Figura N° 4.48 Precio unitario de losa reticular con casetón recuperable*

No.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
>	<b>A. MATERIAL</b>				<b>438.39</b>
1	Clavos	kg	0.30	12.50	3.75
2	Alambre de amarre	kg	0.30	12.00	3.60
3	Fierro corrugado fck=5000	kg	20.02	8.30	166.17
4	Madera tratada de 30cm de espesor	pie <sup>2</sup>	0.11	7.00	0.77
5	Arena	m <sup>3</sup>	0.07	120.00	8.40
6	Grava	m <sup>3</sup>	0.15	133.90	20.09
7	Cemento portland	kg	54.00	1.11	59.94
8	Sopanda metálica y accesorio de montaje	m <sup>2</sup>	0.08	607.66	48.61
9	Portasopanda ,guia metálica y accesorios de montaje	m <sup>2</sup>	0.09	679.15	61.12
10	Puntal metálico	pza	0.07	92.22	6.46
11	Aceite desmoldante	lt	0.04	58.25	2.33
12	Cubeta PVC recuperable	pza	0.13	439.65	57.15
>	<b>B. OBRERO</b>				<b>69.18</b>
1	Armador	hr	0.69	20.50	14.15
2	Encofrador	hr	1.25	20.50	25.63
3	Ayudante (encofrador)	hr	1.22	15.00	18.30
4	Ayudante (armador)	hr	0.67	15.00	10.05
5	Maestro hormigonero especialista	hr	0.03	35.00	1.05
>	<b>C. EQUIPO</b>				<b>20.88</b>
1	Camión bomba estacionado en obra , para bombeo de hormigón	hr	0.02	1,044.18	20.88

*Fuente: Prescom.*

COMPARACIÓN ECONÓMICA	
CASETÓN PERDIDO	CASETÓN RECUPERABLE
Costo por m <sup>2</sup> de losa =558,15Bs	Costo por m <sup>2</sup> de losa =528,45Bs

*Fuente: Propia.*

#### **4.7. 4 Tiempo de Ejecución**

##### **4.7.4.1 Losas reticulares con casetón de aligeramiento perdido**

El tiempo de ejecución en la construcción de la losa reticular con casetones de aligeramiento perdido calculado con el Microsoft Project es de 60 días calendario.

##### **4.7.4.2 Losas reticulares con casetón de aligeramiento recuperable**

El tiempo de ejecución en la construcción de la losa reticular con casetones de aligeramiento recuperables calculado con el Microsoft Project es de 54 días calendario.

##### **4.7.4.3 Comparación de losas reticulares con casetón de aligeramiento perdido frente a Losas reticulares con casetón de aligeramiento recuperable**

Realizando la comparación del tiempo de ejecución, en la construcción de la losa reticular con casetones de aligeramiento perdido frente a la losa reticular con casetones de aligeramiento recuperable se tardará más en la ejecución de la losa reticular con casetones de aligeramiento perdido debido a que se debe encofrar toda la planta por lo tanto se utiliza mayor tiempo de ejecución.

COMPARACIÓN DE TIEMPO DE EJECUCIÓN	
CASETÓN PERDIDO	CASETÓN RECUPERABLE
Tiempo=60 días	Tiempo=54 días

*Fuente: Propia.*

#### 4.7. 5 Ventajas y Desventajas de Losas Reticulares con Casetón Perdido frente a Losas Reticulares con Casetón Recuperable

	Alternativas	Ventajas	Desventajas
<b>Cubierta</b>	<p>Alternativa 1</p> <p><b>LOSA RETICULAR CON CASETÓN DE ALIGERAMIENTO PERDIDO DE POLIESTIRENO</b></p>	<p>*En la obra finalizada la losa reticular con casetón de aligeramiento perdido es más económica frente a losas reticular con casetón de aligeramiento recuperable.</p> <p>*Se pueden realizar losas planas sin vigas con luces cortas de 5 a 7 m.</p>	<p>*Mayor cantidad de mano de obra frente a la losa reticular con casetones de aligeramiento recuperable debido a que se debe encofrar toda la planta.</p> <p>*Mayor costo económico en la construcción de la obra gruesa.</p> <p>*No se puede alcanzar luces superiores a 12 m.</p>
	<p>Alternativa 2</p> <p><b>LOSA RETICULAR CON CASETÓN DE ALIGERAMIENTO RECUPERABLE</b></p>	<p>*En las losas recuperables debido a su geometría alcanzan grandes luces, debido a su mayor inercia.</p> <p>*Rápido tiempo de ejecución frente a las losas reticulares de aligeramiento perdido.</p> <p>*Buena rigidez, mucha capacidad portante, ahorro de mano de obra y materiales en la construcción.</p> <p>*Este tipo de forjado puede alcanzar luces de hasta 20m, pretensando los nervio con dos torones de 0,5 pulgada ó 0,6 pulgada.</p>	<p>*Las losas casetonadas recuperables, al finalizar la construcción tanto obras gruesa y fina; tiene un costo más elevado frente a la de casetones perdido debido a su geometría, existe mayor superficie para el revoque y necesita mayor iluminación.</p> <p>*En nuestro medio resulta un poco complicado encontrar en el mercado las cubetas o bañadores PVC.</p>

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### Conclusiones

Con el “Diseño estructural de la Unidad Educativa San Jorge Nivel Primario –ciudad de Tarija” se llegaron a las siguientes conclusiones:

- El diseño estructural realizado con el programa CYPECAD 2018 dio valores más elevados que los del cálculo manual, en algunos elementos dio un área de armadura mayorada hasta un 14,07 % en relación al cálculo manual.
- Los entrepisos y la azotea están compuestas por losas reticulares cumpliendo con la norma boliviana del hormigón CBH 87 y también tomando algunos parámetros de LOS FORJADOS RETICULARES de Florentino Regalado Tesoro y la ACI.
- La variación en costo de las losas reticulares con casetón de aligeramiento perdido es de 5,32% mayor, con relación a la losa reticular con casetón de aligeramiento recuperable. Eso se debe a que en las losas con casetón recuperable se utiliza una menor cantidad de materiales, los complementos se recuperan y tienen mayor facilidad constructiva en lo que a obra gruesa se refiere.
- El costo del proyecto calculado, se realizó con el manejo del paquete computacional PRESCOM 2010 llegando a obtener un precio de 6.324.324,86. bolivianos. El costo por metro cuadrado de construcción es de 312,50 dólares.
- La ejecución física de la alternativa seleccionada del proyecto llevará un tiempo estimado de 258 días calendario.
- Los planos de las armaduras del diseño estructural se uniformizaron para ejecutarlos de manera más fácil en la obra en el momento de la construcción.



## **Recomendaciones**

- Es necesario realizar una verificación manual de los elementos ya que presentan variaciones en su armado que pueden llegar a ser de gran importancia, para tener una referencia de comparación con los resultados que entregue cualquier software.
- Se debe innovar y proporcionar el uso de los nuevos sistemas de entrepisos para lograr una mayor calidad de la obra y demanda de los mismos, lo que implicará una reducción en los costos, frente a los métodos tradicionales.
- Al momento de elegir un sistema de entrepisos debemos considerar aspectos como el comportamiento estructural, la facilidad de manejo, los acabados, la cantidad de materiales a manejar en obra, la seguridad y los desperdicios de materiales. El costo del sistema de entrepisos no siempre prima sobre los aspectos antes mencionados.
- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.