

CAPITULO I

ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

1.1. Antecedentes

1.1.1 El problema

En la ciudad de Tarija hay un gran incremento de la población, por lo cual los mercados del centro de la ciudad como ser el Mercado Campesino y el Mercado Central y otros, se encuentran muy alejados de algunos barrios como el barrio San Antonio, lo que llevado a la alcaldía a realizar nuevas estructuras para satisfacer las demandas.

1.1.2 Formulación

La alcaldía de la ciudad de Tarija conoce la necesidad e importancia de contar con un mercado en el barrio San Antonio, para brindar mejores condiciones de servicio para la comunidad y a toda la población en general, por tal motivo se construirá una infraestructura capaz de cumplir con todas las falencias ya mencionadas.

1.1.3 Sistematización

Se realizó un análisis previo de los elementos estructurales que se implementarán en el diseño estructural de la infraestructura, donde se sistematizo contemplando lo siguiente:

Cubierta: Losa reticular o casetonada.

Estructura a porticada.-Contempla vigas y columnas de H°A°.

Entrepisos.- Losa reticular o casetonada.

Fundación.- Zapatas aislada y zapatas combinadas.

Obras complementarias.- Escalera y Juntas de Dilatación

1.2. Objetivos

1.2.1 General

Realizar el diseño estructural del MERCADO SAN ANTONIO cumpliendo con todos los rangos y parámetros la norma CBH-87, para satisfacer la demanda de la comunidad brindándole seguridad y que pueda ser viable la infraestructura.

1.2.2 Específicos

- Estimar el comportamiento del edificio ante distintas cargas analizadas.
- Realizar el cálculo estructural con la norma CBH-87 y comprobar con programas CYPECAD para comparar los resultados.
- Determinar el costo económico aproximado para el emplazamiento físico del proyecto.
- Determinar el plazo de ejecución.
- Elaborar los planos para poderlos ejecutar en obra.

1.3. Justificación

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

1.3.1 Técnica

Se realizará en uso de programas para comparar con los cálculos manuales que se realizaran según la norma boliviana CBH-87 y modificar así los resultados de los programas ya que algunos programas botan resultados muy sobre dimensionado y así validar los resultados que se lleguen a obtener. Para ello se recibirá ayuda por parte de la alcaldía de Tarija facilitándonos los planos arquitectónicos cuya información que será necesaria para realizar el cálculo estructural.

Se harán uso de normas vigentes debido a que la ciencia se actualiza con el transcurso de los años, teniendo resultados más conservadores cada vez para el cálculo, es decir menos armadura pero que aguante la misma carga de diseño.

Las últimas versiones de las normas siempre traen cálculos más precisos y finitos así evitando menos costo y con la misma seguridad y confort.

1.3.2 Social y Económica

La realización del Mercado San Antonio en el barrio San Antonio beneficiara a todos los habitantes de los barrios más cercanos y la toda la población en general así también generando ingresos para la ciudad de Tarija y dando mejores condiciones de vida.

1.3.3 Ambientales

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 mucho daño al medio ambiente.

Para evitar la pérdida de plantas y no irse contra la naturaleza también se realizaran jardines y se plantaran algunas palmeras de manera que se utilizará también para los estacionamientos.

1.4 Alcance del Proyecto

Teniendo ya clara la idea de que 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 del mercado San Antonio.
- Diseño de obras complementarias escalera y juntas de dilatación.
- Realizar los cálculos métricos y el análisis de los precios unitarios del proyecto.
- Elaborar el cronograma de ejecución de actividades con la ayuda del programa MICROSOFT PROJECT 2010.
- Se presentara 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 Localización

El Mercado San Antonio que se desea diseñar estructuralmente se encuentra ubicado en la ciudad de Tarija-Cercado a cuatro cuadras de la Unidad Educativa Jose Nabal Monzón, en la calle La Caja entre La Victoria y Chamata, con las siguientes coordenadas: 21°31'44" S y 64°45'41" O.

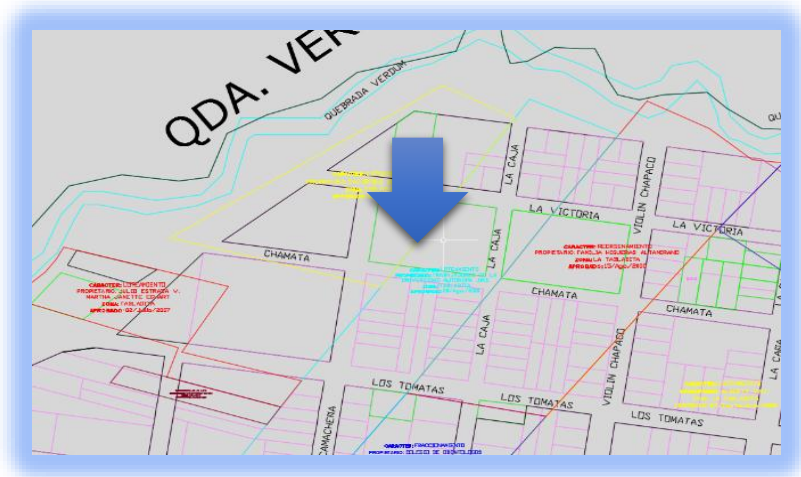
El lugar cuenta con camino para el ingreso al lugar es de ripiado, los lugares para botar las basuras o escombros son cercanos, y la extracción para los áridos uno de los lugares más cercanos que se tiene es el río Guadalquivir.

Figura N° 1.1 Imagen Satelital del Terreno



Fuente: Google Earth

Figura N° 1.2 Ubicación con Calles



Fuente: Datos Generados por la Alcaldía

1.5.1 Servicios Básicos Existentes

➤ Agua Potable

En el lugar de emplazamiento como en el barrio San Antonio la mayoría de las familias cuentan con el servicio de agua potable proporcionado por la empresa COOSALT (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 mercado cuentan con el servicio de alcantarillado Sanitario, tiene una cobertura de un 100%.

➤ Energía Eléctrica

En el mercado cuentan 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).

CAPITULO II
MARCO TEÓRICO

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.

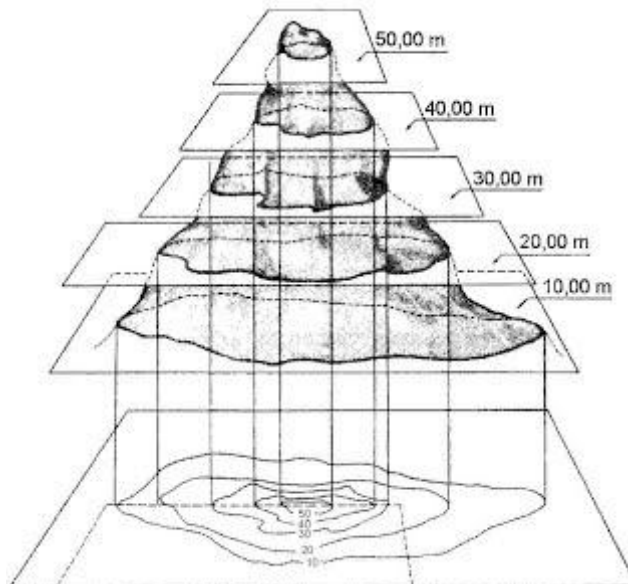
2.1 Levantamiento Topográfico

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 2.1 Curvas de nivel



Fuente: Internet

2.2 Estudio de Suelos

El estudio de suelos es un lugar muy importante para obtener la tensión admisible del suelo (kg/cm^2) ya que en base a ello y a la magnitud de la obra se determinaran el tipo y la profundidad de cimentaciones que se ejecutara 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 aplico 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 da la comodidad a los comerciantes para que puedan exponer sus diferentes productos, la distribución de los puestos se realizó de acuerdo a los productos.

2.4. Idealización de la Estructura

Teniendo en cuenta los tres factores responsables para la idealización estructural los cuales son 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 o circular, las vigas de arriostramiento (sobre cimientos y encadenado) de sección rectangular y 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 en tanto como los

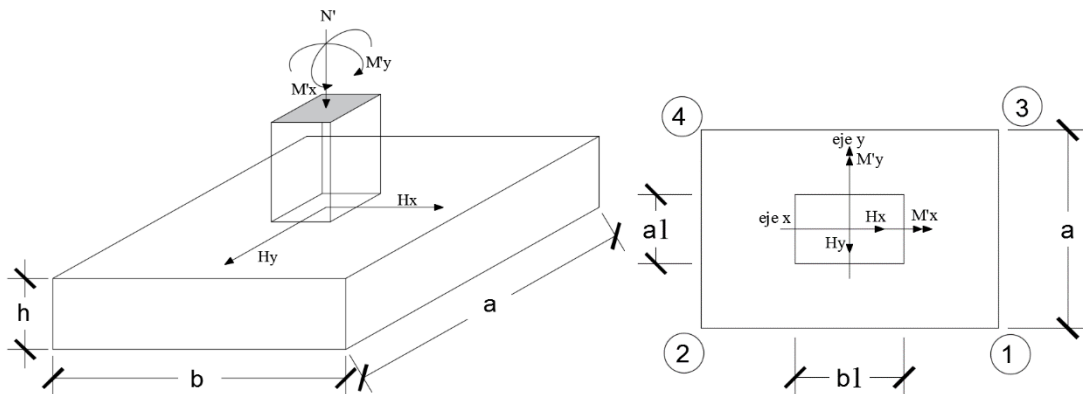
de laboratorio hacer conocer el tipo o la dureza del suelo, por lo tanto se establece que el tipo de fundación apropiada.

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 de zapatas de base cuadrada, las armaduras se distribuirán uniformemente en la dos direcciones a los lados de la base.

Figura 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 construcción, ya que puede moldearse de muchas formas de acuerdo a los requerimientos estructurales. Se combina la resistencia a compresión del hormigón, y la resistencia a tracción del acero, para resistir solicitaciones combinadas en una sola pieza.

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 Abram 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: $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$, 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 ²	0,12	0,28	0,50	0,78	1,13	2,01	3,14	4,90	8,04	12,566	19,635

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87

Características mecánicas

Las barras empleadas en el diseño en hormigón armado deben ajustarse a la característica mecánica de límite de fluencia de 4200 kg/cm^2 .

Adherencia entre Hormigón y Acero

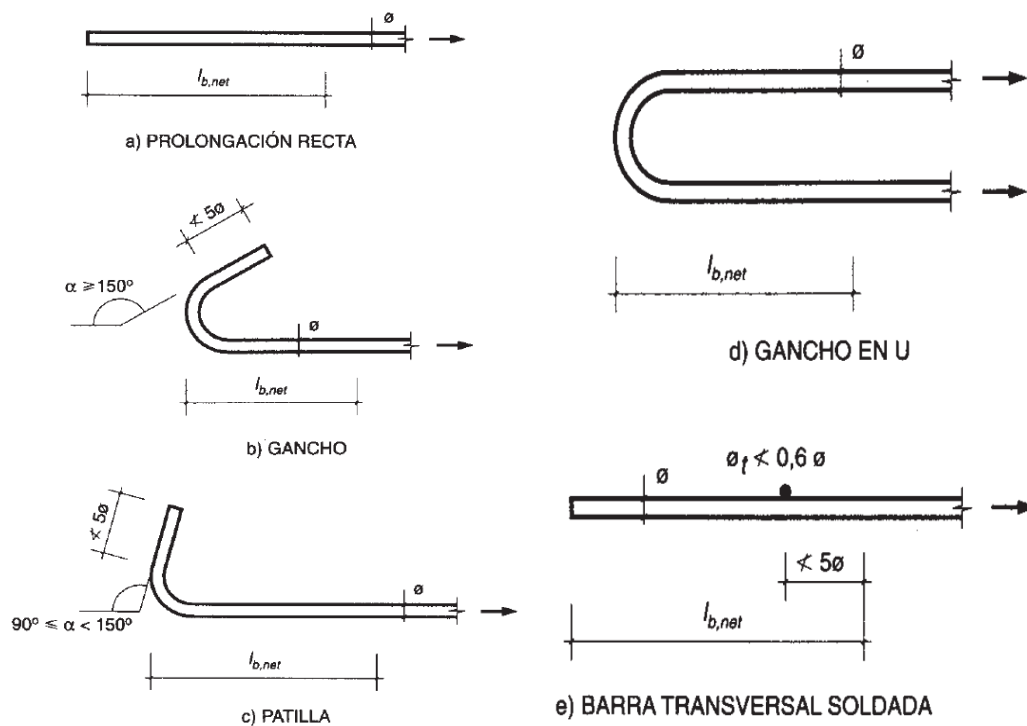
La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: el de asegurar el anclaje de las barras y el de transmitir las tensiones tangenciales periféricas que aparecen en la armadura principal, como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

Armaduras

Anclaje

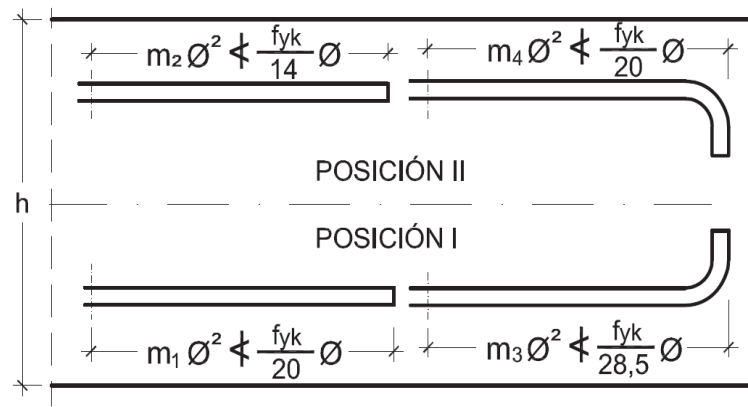
Los anclajes extremos de las barras se hacen por gancho, patilla, prolongación recta. O cualquier otro procedimiento, garantizado por la experiencia y que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón, sin peligro para éste.

Figura 2.3 Formas de Anclajes



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

Figura 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 ²)	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 traslapeo 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:

τ_{bd} = Resistencia de cálculo para adherencia

Distancia entre Barras

La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomiéndalos 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 con las que recomendamos a continuación:

- a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.
- b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos

especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

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

Tabla2.5 Recubrimientos Mínimos

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

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Doblado de las Armaduras

Los doblados de la armadura debe 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 ya velocidad moderada.

Tabla2.6 Diámetro Mínimo de Doblado de Barras

<i>Clase de barras corrugadas</i>	<i>Ganchos y patillas</i>		<i>Barras levantadas o curvadas</i>	
	<i>Diámetro de la barra Ø</i>		<i>Diámetro de la barra Ø</i>	
	<i>< 20 mm</i>	<i>≥ 20 mm</i>	<i>≤ 25 mm</i>	<i>> 25 mm</i>
<i>B 400 S y B 400 SD</i>	<i>4 Ø</i>	<i>7 Ø</i>	<i>10 Ø</i>	<i>12 Ø</i>
<i>B 500 S y B 500 SD</i>	<i>4 Ø</i>	<i>7 Ø</i>	<i>12 Ø</i>	<i>14 Ø</i>

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..... $\gamma_c = 1,50$
- 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..... $\gamma_{fq} = 0$

Coeficientes de minoración de las resistencias de los materiales

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

Tabla2.7: Coeficientes de Minoración

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (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

Tabla2.8: Coeficientes de Ponderación de las Acciones

Coeficiente 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	Mínimos 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/m³
- Hormigón armado con cuantías normales 25 KN/m³

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/m²) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor:

$$W = C * P$$

Donde:

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

P=Presión dinámica del viento (kg/m²).

W=Sobrecarga unitaria del viento (kg/m²).

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/m²)

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, en donde 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.

Losa reticulada

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

Dimensionamiento

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

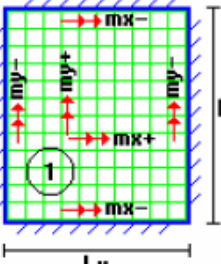
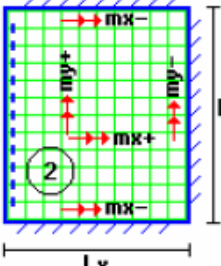
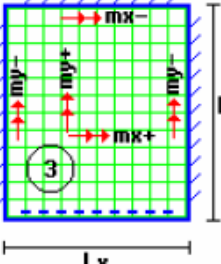
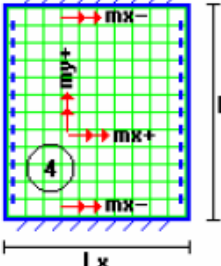
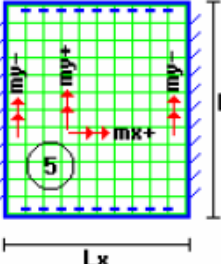
- El ancho de nervios no será inferior a los 7cm, ni al cuarta parte del canto de la placa, medido sin tener en cuenta la capa de compresión.
- En las losas reticuladas con bloques aligerantes permanentes, la capa de compresión no será inferior a los 3cm.
- Como relación canto/luz, se utilizará, como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

Diseño a flexión.

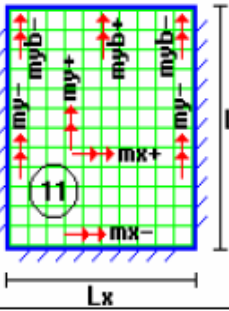
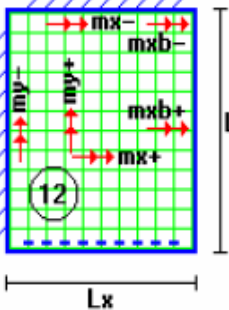
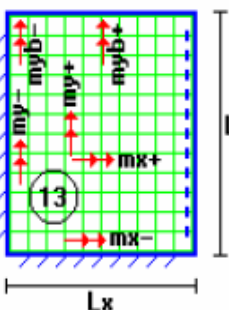
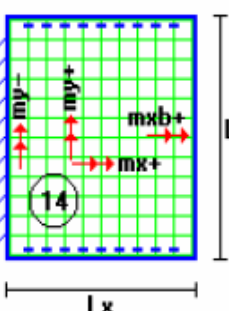
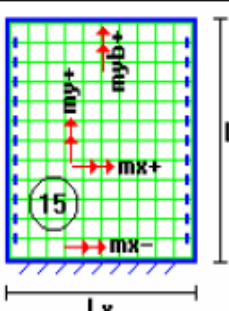
Una vez comprobadas las dimensiones de la losa y calculadas algunas de las propiedades geométricas, nos referimos a las tablas de cálculo de las losas reticulares, que son una variante de las tablas de cálculo para losas utilizadas por el CBH 87, que nos permitirán calcular los momentos por metro que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

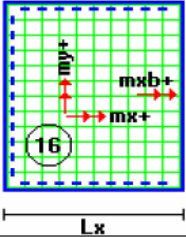
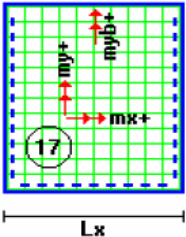
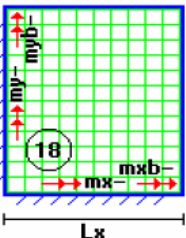
A continuación se presentan las tablas de cálculo para losas reticulares:

Tabla 2.9: Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes.

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

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	406	489	572	644	693	712
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x+}	569	630	681	715	729	718
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x-} m_{x+}	569	754	979	1230	1469	1644
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x+}	969	1170	1371	1550	1684	1749
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{x b-} = 0.0001 q \cdot m_{x b-} \cdot L_x^2$ $M_{x b+} = 0.0001 q \cdot m_{x b+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+} $m_{x b-}$ $m_{x b+}$	355	567	944	1637	2935	5348
			542	664	834	1084	1494	2205
			113	128	125	86	14	7
			698	800	925	1086	1298	1552
			898	1132	1452	1886	2456	3131
			344	384	432	490	563	639
			471	596	766	993	1278	1575

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	355	337	327	326	326	326
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{xb-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{xb-} m_{x+} m_{xb+}	789	1230	1768	3216	5298	8520
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	789	758	718	679	674	672
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{xb+}	1937	2866	4277	6355	9192	12510
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	1937	1941	1895	1800	1676	1620

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x+} m_{xb+}	2005	3182	5274	9241	17450	36620
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{yb+} m_{x+}	2005	1908	1795	1678	1654	1651
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{xb-} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{x-} m_{xb-}	11330	13660	15920	17770	18820	18680

Fuente: Hormigón Armado Escuela Politécnica del Ejercito

Simbología:

- δ : 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_o)
- Δ : 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

- 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

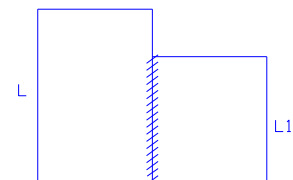
Disposición de empotramiento en forjado reticular

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 esta empotrado cuando tiene continuidad de forjados y cumplen las siguiente 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 considera apoyadas.

Si: $L < 1m$ Se considera apoyada.

$L \geq 1m$ 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:

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

Donde:

b_w = ancho de la viga

d = distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (también llamado “canto útil”)

f_{cd} = resistencia de diseño del hormigón.

- De este modo el valor del momento reducido (μ_{lim}), es independiente del tipo de acero utilizado.

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

Tabla 2.10 Valores Limites

f_y (kp/cm ²)	2200	2400	400	4200	4600	5000
f_{yd} (kp/cm ²)	1910	2090	3480	3650	4000	4350
ϵ_{lim}	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
μ_{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

δ	μ	w	
0.0891	0,03	0.031	DOMINIO 2
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	DOMINIO 3
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

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo

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

Donde:

w = cuantía mecánica de la armadura (tabla Anexo A-1)

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero

A_s = área de la armadura a tracción.

3) Calcular la armadura mínima y el valor de μ

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

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para (A_s), como para (A_s mín.)

- Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo

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

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

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

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

Donde:

w_{lim} = este valor se obtiene del cuadro tabla Anexada A-1

w_{s1} = cuantía mecánica para la armadura a tracción

w_{s2} = cuantía mecánica para la armadura a compresión

ρ = relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = recubrimiento geométrico.

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

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

Dónde:

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

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

2) Calcular la armadura mínima, la cuantía geométrica mínima es $w_{\text{min}}=0,0033$, se obtiene de la tabla

$$A_{s\text{mín}} = w_{\text{mín}} \cdot b \cdot h$$

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 As1 como para As2.

Diseño de la armadura transversal.- El hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura.

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

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

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

$$V_d > V_{cu}$$

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

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

$$A_{s\text{mín}} = w_{\text{mín}} \cdot b \cdot h$$

$$A_{s\text{t mín}} = 0,02 \cdot bw \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero será de 4200kg/cm².

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 ordinario con separación máxima entre barras de 30 cm y cuantía geométrica mínima en cada cara, referida al alma, igual a:

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

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.

Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12cm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

a) La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar pandeo.

Cuantías límites

La norma Boliviana de hormigón armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A1 y A2, las siguientes limitaciones:

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

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

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

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

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

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

Donde:

A_c = área de la sección bruta de hormigón.

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero que no se tomará mayor en este caso de 4200kg/cm².

A_1 y A_2 =armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta.

N_d =esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} =resistencia de cálculo del hormigón.

A_s =área de acero utilizado en la pieza de hormigón armado.

Armadura transversal

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón.

Con el objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq b_e$$

Siendo S la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. De todas formas es aconsejable no adoptar para S valores mayores de 30cm.

Por otra parte, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq 15\phi$$

Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado

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

La longitud de pandeo ℓ_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.	k
-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 ella.

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

$$\text{Longitud de pandeo } l_o = \alpha.l \text{ (}\alpha \text{ se obtiene entrando con } \psi\text{)}$$
$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todos los pilares}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}; \text{ (igual para } \psi_B\text{)}$$

Para obtener el valor de α figura de pórticos traslacionales.

Flexión Esviada

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

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

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

Sección rectangular con armadura simétrica

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

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

Ábacos adimensionales en roseta

Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M_x, M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos N=cte. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta). Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v, μ_x, μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón. Para poder observar las rosetas, ver el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya Tomo Nº2 o en el ANEXO A.3).

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:

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{l_o}{\sqrt{I/A}} \leq 35 \quad \text{Esbeltez mecánica} \\ \lambda &= \frac{l_o}{h} \leq 10 \quad \text{Esbeltez geométrica} \end{aligned} \right\} \text{La pieza puede considerarse corta}$$

$$l_o = k \cdot l$$

l_o : Longitud de pandeo

i: Radio de giro

k: Coeficiente de pandeo

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

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

Donde:

h: Canto total en la dirección considerada

Excentricidad de primer orden

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

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

Excentricidad ficticia

Para piezas de sección rectangular viene dada por:

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

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

Excentricidad total

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

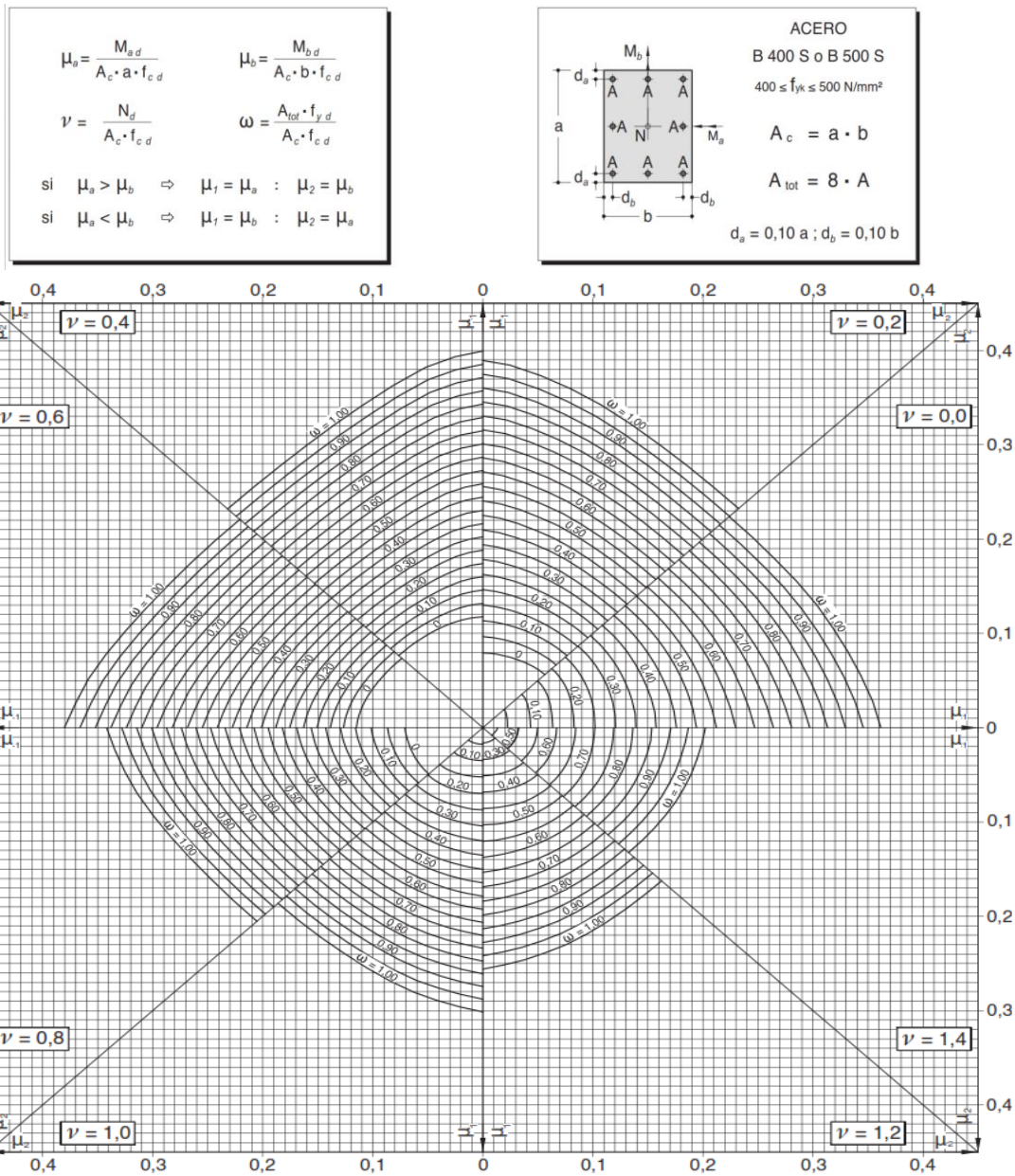
Armadura Longitudinal

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.

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

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

Figura 2.5 Abaco en Roseta para Flexión Esviada



Fuente: Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya 15ª Edición

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

La armadura mínima es:

$$A_{s\text{mín}} = 0,008 \cdot A_c$$

Siendo A_c : Área de la sección bruta del hormigón

Armadura transversal en columnas

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

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

El diámetro del estribo será:

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

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 de 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:

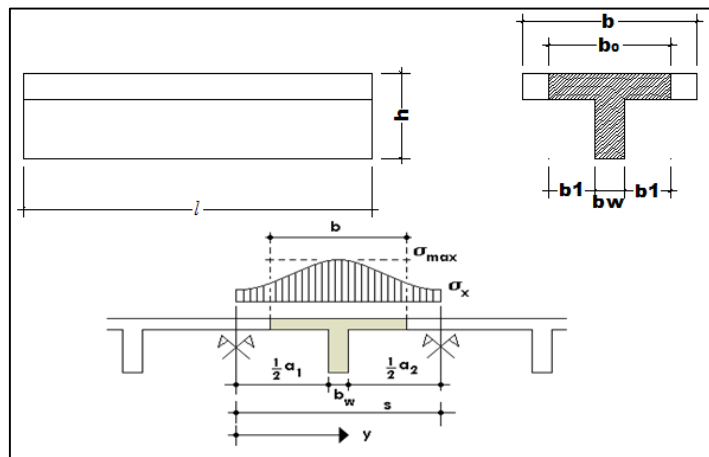
$$b_{min} \geq 100mm \quad h \geq 3.5 b_{min} \quad s \leq 800mm$$

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 2.6 Transferencia de cargas sección T.



Fuente: Elaboración Propia

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

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

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

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

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

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

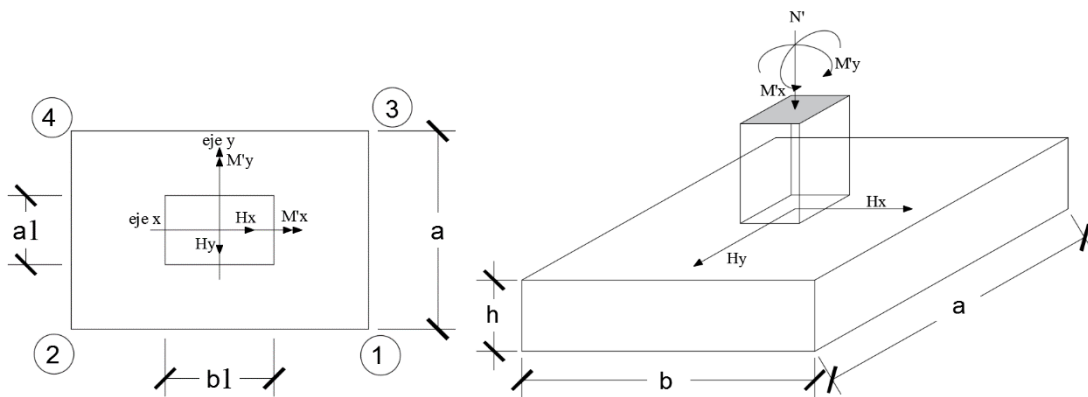
$$A_{smin} = 0,0033 \cdot b_w \cdot d$$

2.5.5. Fundaciones

2.5.5.1. Zapata Aisladas

Proceso de cálculo

Figura 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.

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

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

Primeramente, se aproximamos el peso de la zapata como el 10% 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:

$$A = a b$$

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 “ σ_1 ” que se presentará en la zapata dado por:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6My}{ab^2} + \frac{6Mx}{ba^2}$$

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.

γ_c = Coeficiente de seguridad para el Hormigón (1.5).

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

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

Donde:

$$f_{cd} = \text{kg/cm}^2.$$

γ_1 = Coeficiente que normalmente vale 1,6.

$$\bar{\sigma}_{adm} = \text{kg/cm}^2.$$

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

$$d \geq \begin{cases} \sqrt{\frac{a1 \cdot b1}{4} + \frac{a \cdot b}{2k - 1}} - \frac{a1 + b1}{4} \\ \frac{2(a - a1)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b1)}{4 + k} \\ 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Luego se procede a definir el valor de “c” para el recubrimiento ($\geq 5\text{cm}$), con los valores anteriores se tiene:

$$h = d + c$$

4. Se determina la carga real “N” que actuará en la zapata.

Con las dimensiones ya definidas en el paso 3, se calcula el peso real de la zapata dada por:

$$\text{Peso zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot a \cdot b \cdot h = 2,4 \left(\frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \right) \cdot a \cdot b \cdot h$$

Luego se calcula el peso real que actuará en la zapata.

$$N = N' + (\text{Peso Zapata})$$

5. Cálculo de los momentos corregidos.

Como existen fuerzas cortantes (V_x y V_y) en la base de la zapata, es necesario calcular los momentos corregidos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_x = M'_x \pm hH_y$$

$$M_y = M'_y \pm hH_x$$

Es positivo si el momento producido por la fuerza en cuestión tiene el mismo sentido que el Momento y es negativo si tiene sentido contrario.

6. Cálculo de los esfuerzos en la zapata

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6 \cdot My}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot Mx}{b \cdot a^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{6 \cdot My}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot Mx}{b \cdot a^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{A} + \frac{6 \cdot My}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot Mx}{b \cdot a^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{N}{A} - \frac{6 \cdot My}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot Mx}{b \cdot a^2}$$

Es importante entender que la distribución de esfuerzos depende de la clase de suelo, pero para los fines prácticos se supone que el suelo genera esfuerzos lineales y utilizando las fórmulas de resistencia de materiales tenemos que los efectos debidos a flexo compresión están dados por las anteriores formulas. En esta etapa se tiene que verificar que la mayoría del área de la zapata este comprimida, para lo cual el área comprimida tiene que ser mayor que la mitad del área total. Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la sección.

Luego se debe de verificar: $\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$

Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la zapata.

7. Cálculo del momento de diseño.

Para el momento de diseño se escoge el sector más comprimido y se halla el momento a una distancia del 0,15 a 1.

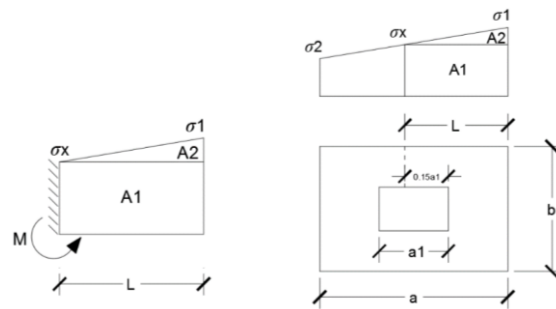


Figura 2.8 Momentos de diseño

Fuente: Internet

De la figura 11 se pueden deducir las siguientes ecuaciones:

$$L = \frac{a - a1}{2} + 0,15 \cdot a1$$

$$\sigma_x = \sigma1 - \frac{L}{a} \cdot (\sigma1 - \sigma2)$$

Donde el momento viene dado por la siguiente expresión:

$$M_d = \sigma_x \cdot \frac{k^2}{2} + (\sigma_4 - \sigma_x) \cdot \frac{k}{2} \cdot \frac{2 \cdot k}{3}$$

8. Cálculo del área de acero

Con el momento de diseño expresado en (Kg. cm) se determina el momento reducido dado por:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Donde:

b = 100 cm. (por metro).

d = canto útil.

f_{cd} = Resistencia de diseño del Hormigón.

M_d = Momento de diseño.

Con este valor se determinará la cuantía mecánica de acero dada por:

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

Hay que verificar que la cuantía mecánica mínima es $\omega_{\min} = 0,0015$. Con este valor se determina el área de acero por metro.

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

9. Se realiza la verificación al vuelco

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Na}{2 \cdot My} \\ \frac{Nb}{2 \cdot Mx} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

10. Se realiza la verificación al punzonamiento

$$V_{cu} > V_d$$

$$V_{cu} = 2 \cdot f_{cv} \cdot P_c \cdot d$$

$$P_c = 2 \cdot [(a_1 + d) + (b_1 + d)]$$

$$V_d = \sigma_{max} \cdot [a \cdot b - (b_1 + d) \cdot (a_1 + d)]$$

11. Finalmente se hace una verificación al deslizamiento

Verificación a corte por flexión:

$$V_{cu2} > V_{d2}$$

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b \cdot d$$

$$V_{d2} = \frac{\sigma_{max}}{2} \cdot b \cdot (a - a_1 - d)$$

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:

p=huella

cp=contra huella

t= espesor de la loza de la escalera

Ln= longitud horizontal de la escalera

h= proyección vertical de t

h_m= altura media

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

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

Donde:

q_u= carga última que actúa sobre la escalera

p_p= peso propio

A_{cab}= acabados

s_c= sobrecarga de uso

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

- Cálculo de la armadura positiva

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

Donde:

A_s= área de armadura positiva

f_c= resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm²)

f_y= límite de fluencia del acero(kg/cm²)

- Disposición de la armadura

$$A_s = \frac{N^{\circ} \text{ barras} \cdot \pi \cdot \phi^2}{4}$$
$$S = \frac{b - 2 \cdot r - \phi}{N^{\circ} \text{ barras} - 1}$$

2.5.6.2. Diseño de Juntas de Dilatación

Tabla 2.14: Temperaturas Máximas y Mínima



TEMPERATURAS MÁXIMAS MEDIAS													
AÑO	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	ANUAL
1962-1963	28.5	33.1	31.2	30.6	29.4	27.9	26.8	22.3	20.0	22.2	26.5	26.4	27.1
2015-2016	29.3	30.3	31.9	33.4	33.2	28.1	27.1	20.3	18.4	22.1	28.1	28.4	27.6
PROMEDIO =												27.43	

TEMPERATURAS MÍNIMAS MEDIAS													
AÑO	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	ANUAL
1962-1963	12.8	15.5	19.4	19.2	19.0	17.5	15.8	12.5	10.8	9.6	9.9	13.2	14.6
2015-2016	16.8	19.2	19.4	20.4	20.6	17.5	15.5	12.2	9.2	8.5	10.5	12.2	15.2
PROMEDIO =												14.81	

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

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

Donde:

α = Coeficiente de dilatacion termica del hormigón

L = longitud de calculo

ΔT = Variacion de la temperatura

Tabla 2.15 Coeficiente de Dilatación

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

CAPITULO III
INGENIERIA DEL PROYECTO

CAPÍTULO III

INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1. Levantamiento Topográfico

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

- Latitud 21°31'49,14" S
- Longitud 64°45'30,41" O

El terreno de emplazamiento ostenta características de planicie, con muy pocas variaciones de cota (ver detalles anexo A.1).


Figura 3.1 Fotografía de la Superficie



Fuente: Elaboración Propia

3.2. Estudio de Suelos

El estudio de suelos se lo realizo con la ayuda de una empresa “CEPAS consultora y constructora” Ingeniero civil Esteban Palacios Sug. R.N.I 11977

 <p>Calle IV Centenario Nº2180 Barrio Miraflores Tarija - Bolivia</p>	<p>Teléfono 66 64059 - 72943090</p> <p>Fax 04 66 64059</p> <p>Correo electrónico estebantarija@hotmail.com</p>
--	---

3.2.1. Descripción de las Muestras

La muestra obtenida en la cuchara de TERZAGHI una vez examinadas las características granulométricas, fue colocada en bolsa 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)	Sondeo: S-01
	Descripción
0,00-3,00	CL=Arcillas inorgánicas, arcillas arenosas, arcillas limosas.

Profundidad (m)	Sondeo: S-02
	Descripción
0,00-3,50	CL=Arcillas inorgánicas, arcillas arenosas, arcillas limosas.

Fuente: Empresa Consultora y Constructora CEPAS

i. 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 (m)	Sondeo	Grado de Humedad Promedio
	S-01 %	
3,00	8,36 %	Bajo

Profundidad (m)	Sondeo	Grado de Humedad Promedio
	S-02 %	
3,50	8.51 %	Bajo

Fuente: Empresa Consultora y Constructora CEPAS

3.2.4. Cálculos

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

Cuadro 3.3 Resultados

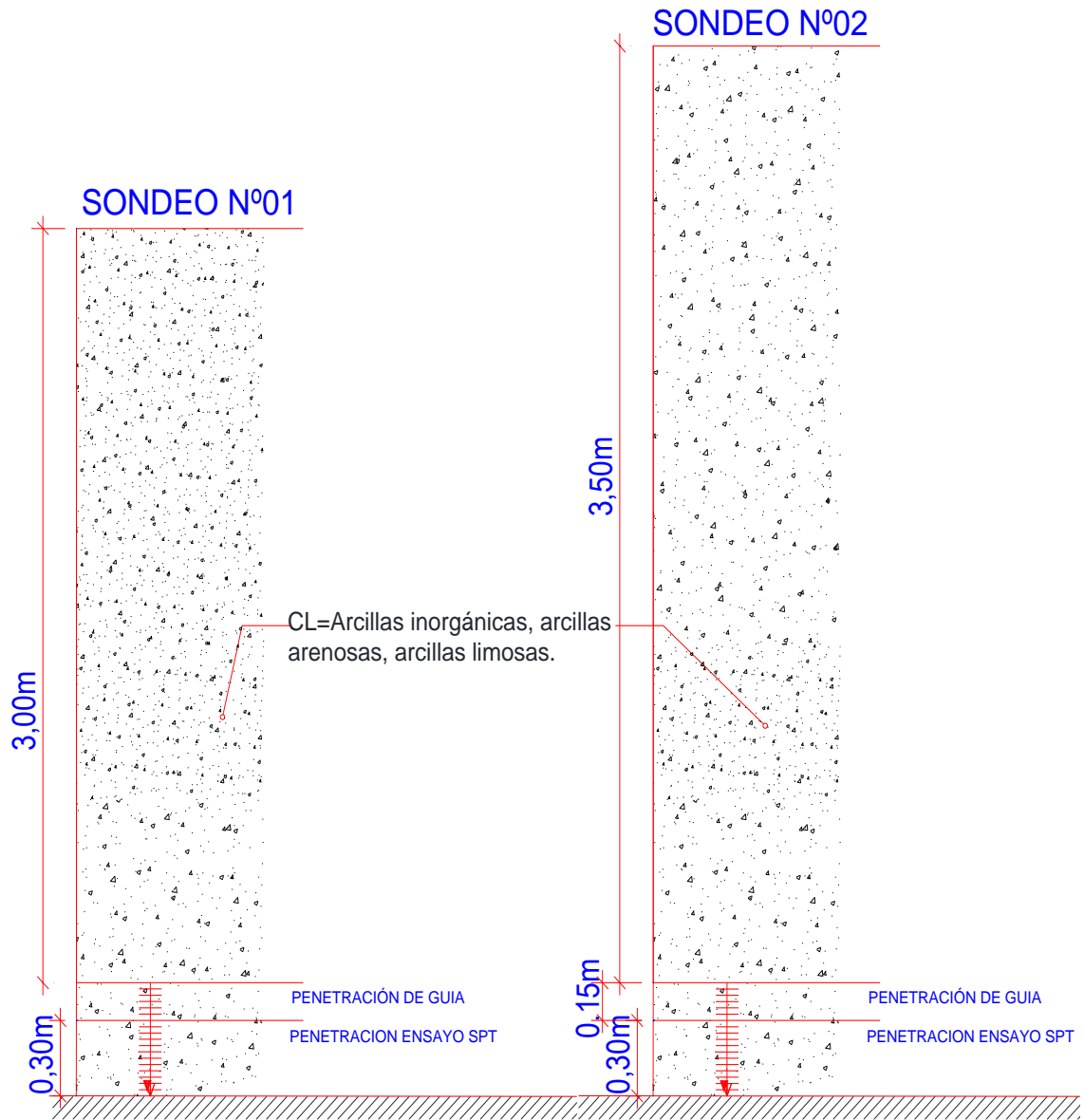
ENSAYO N°1	
Profundidad	3,00 metros
número de golpes	26
Descripción	CL=Arcillas inorgánicas, arcillas arenosas, arcillas limosas.
Humedad Natural	8,36 %
Resistencia Admisible	2,00 (Kg/cm ²)
ENSAYO N°2	
Profundidad	3,50 metros
número de golpes	30
Descripción	CL=Arcillas inorgánicas, arcillas arenosas, arcillas limosas.
Humedad Natural	8,51 %
Resistencia Admisible	2,60 (Kg/cm ²)

Fuente: Empresa Consultora y Constructora CEPAS

Figura 3.2 Sondeos

PERFIL GEOTÉCNICO

NOTA: ESTRATOS DEFINIDOS DE FORMA VISUAL



Fuente: Empresa Consultora y Constructora CEPAS

Si fundo a 1m no voy a tener una parte que me agarre si existe viento lo ideal es fundar a 1,5m porque cuando uno hace las instalaciones sanitarias, las cámaras son las que perjudican por motivo que la cámara puede llegar a hasta un metro y eso me podría chocar con la zapata ,el bulbo de presiones si fundo a un metro me va hacer un empuje al suelo y eso podría producir fisuras en la cámara, además la arcilla cuando no hay humedad es buenísima pero cuando ingresa humedad es basura, por eso no puedo fundar a un metro ,lo ideal es a 1,5m por seguridad fundamos a dos metros.

Profundidad de fundación **2m**

La arcilla por naturaleza su resistencia es mayor a 2 kg/cm^2 si tomo $1,8 \text{ kg/cm}^2$ estoy yendo por mi seguridad, para justificar eso podemos tomar el cuadro de ensayos de suelos de la universidad.

Cuadro 3.4 Resistencia de las Arcillas

N	Consistencia de la Arcilla	Resistencia a compresión simple q_u (Kg./cm ²)
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

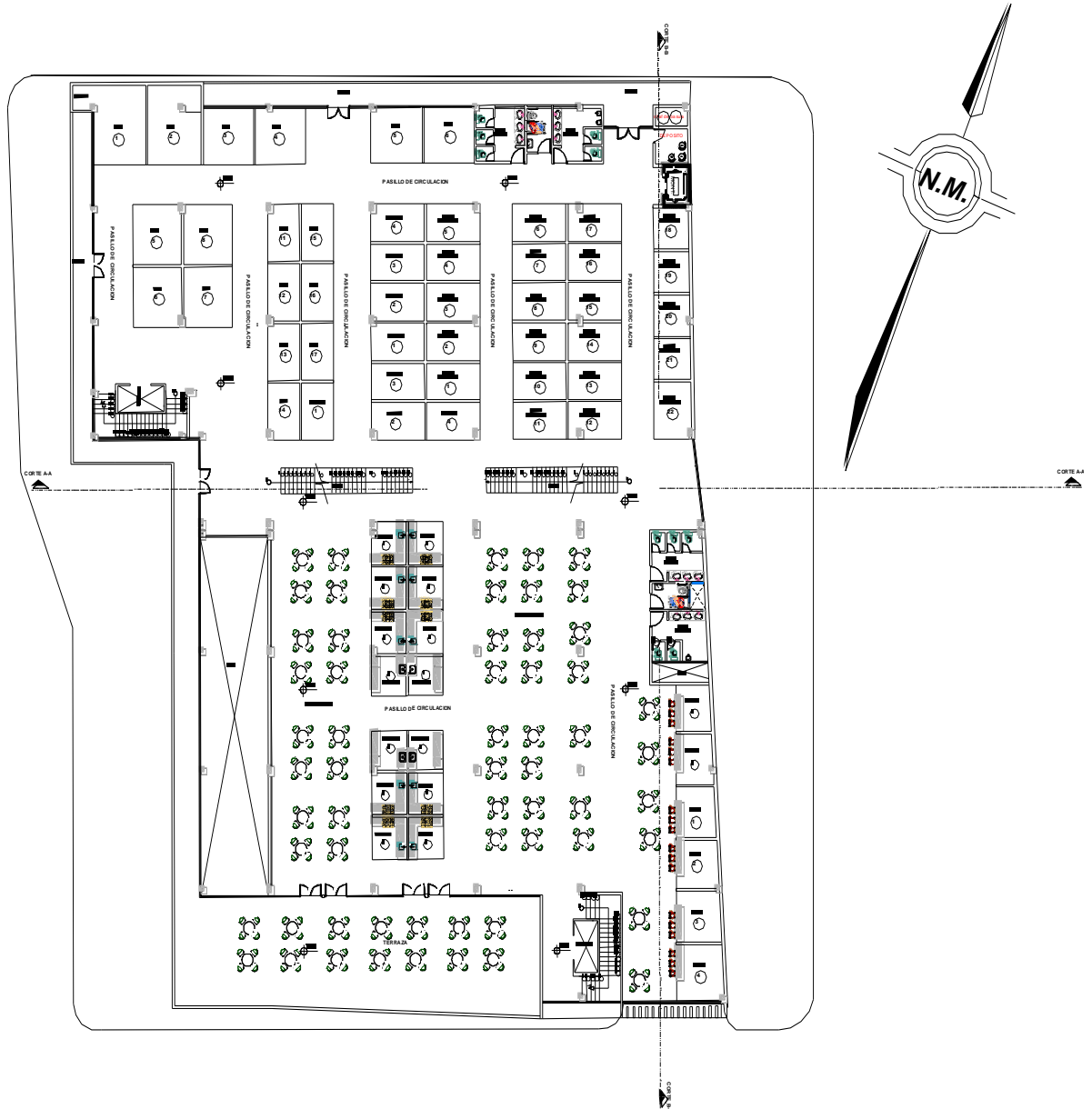
Si extrapolamos estaríamos tomando en cuenta que es un valor lineal y eso no cumple por que las curvas son parábolas.

Resistencia admisible asumida según especificado **$1,8 \text{ kg/cm}^2$**

3.3. Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico del Mercado San Antonio fue elaborado por la Alcaldía de Tarija Cercado, consiste en una edificación de dos niveles, las plantas y cortes se muestran a continuación:

Figura 3.3: Diseño Arquitectónico

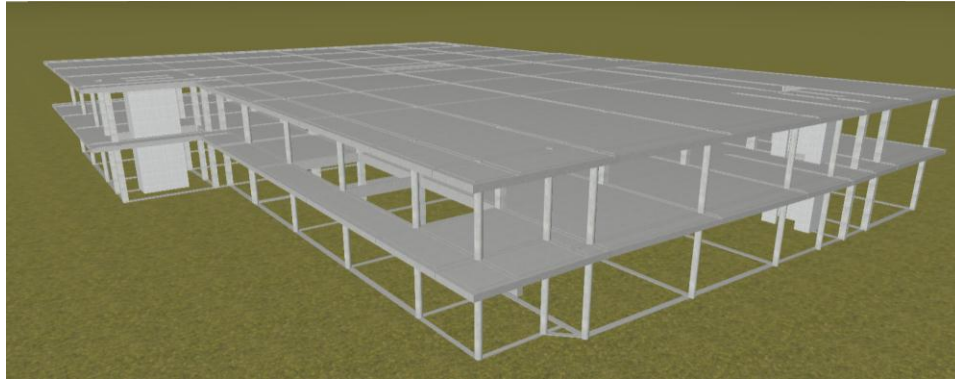


Fuente: Alcaldía de Tarija –Cercado

3.4. Idealización de la Estructura

3.4.1. Sustentación de la edificación

Figura 3.4 Vista en 3D de la Estructura



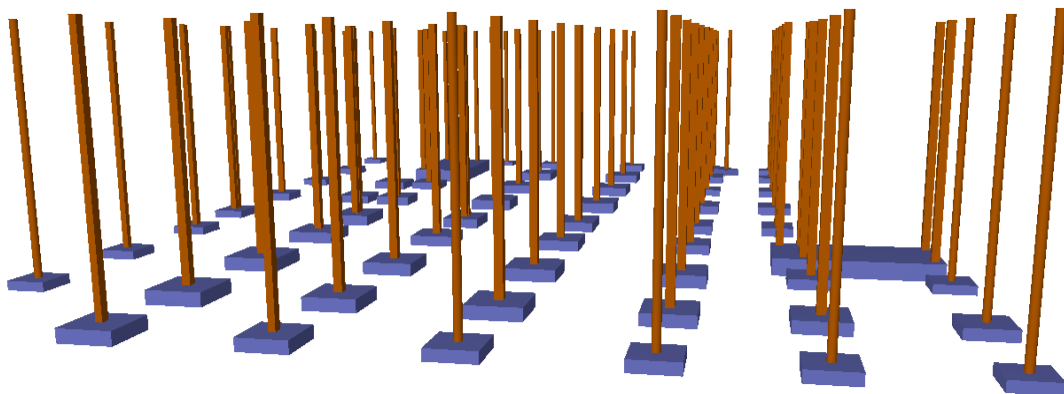
Fuente: Cypecad

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 3.5 Zapatas

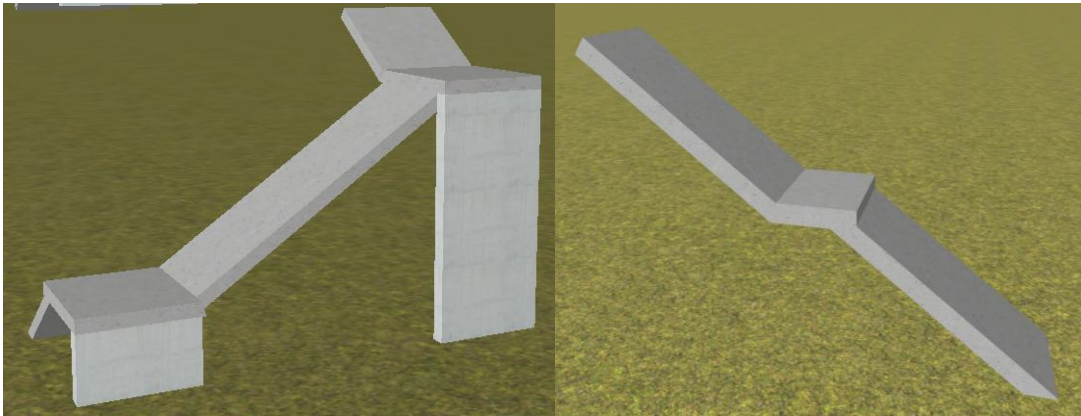


Fuente: Cypecad

3.4.3 Obras Complementarias

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

Figura 3.6 Escaleras



Fuente: 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/m²)”
- Sobrecarga de Uso “Q (tn/m²)”
- Carga de Sismo
- Carga de Viento

3.5.2. Peso Propio

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

3.2.1. Carga Muerta “CM (tn/m²)”

3.2.1.1. Carga Muerta para planta baja, 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 = 2400 kg/m^3

La carga permanente por la carpeta de nivelación será:

$$CM_1 \text{ Carpeta de Nivelación} = 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,05 \text{ m} = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$\mathbf{CM_1 = 120 \text{ kg/m}^2}$$

Mortero

Altura del Mortero = 1 cm

Peso específico del Mortero = 2100 kg/m^3

La carga permanente por el mortero será:

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

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

Piso Cerámico

Altura del Cerámico = 1 cm .

Peso específico del Cerámico = 1800 Kg/m^3

La carga permanente por el mortero será:

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

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

Cielo Raso (Primer piso)

Para el revoque del cielo raso

Altura del cielo raso = 2 cm.

Peso específico del yeso = 1200 kg/m³

$$CM_4 \text{ Cielo Raso} = 1200 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,02 \text{ m} = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_4 = 24 \text{ kg/m}^2$$

Al programa se introduce la siguiente carga:

$$CM = CM_1 + CM_2 + CM_3 + CM_4$$

$$CM = 120 \text{ kg/m}^2 + 21 \text{ kg/m}^2 + 18 \text{ kg/m}^2 + 24 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 183 \text{ kg/m}^2$$

Por seguridad se adopta: → **CM=0,185 tn/m²**

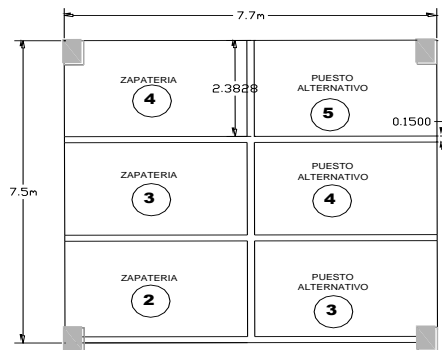
$$CM = 0,185 \text{ tn/m}^2$$

Tabiquería

Para determinar el peso de la tabiquería se hará un análisis donde se distribuirá la carga lineal del muro en m² sobre la losa:

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

Figura 3.7 Tabiquería sobre la losa



Fuente: Elaboración Propia

Longitud de los muros

$$L = (2,38 \cdot 3 + 7,7 \cdot 3) \text{ m} = 30,24 \text{ m}$$

Determinando el peso del muro: $e = 15 \text{ cm}$

$$\text{Peso total muro} = 161,6 \text{ kg/m} \cdot 30,24 \text{ m} = 4886,784 \text{ kg}$$

Distribuyendo sobre la losa uniforme:

$$\text{Peso muro en } \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) = \frac{4886,78}{7,5 \cdot 7,7} = 84,62 \text{ kg/m}^2$$

3.2.1.2. Carga muerta para Segundo Piso (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 1% para poder drenar las aguas de la terraza y esta no se empoce y produzca goteras.

Cielo Raso

Para el revoque del cielo raso

Altura del cielo raso = 2 cm.

Peso específico del yeso = 1200 kg/m^3

$$CM_1 \text{ Cielo Raso} = 1200 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,02 \text{ m} = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_1 = 24 \text{ kg/m}^2$$

Contrapiso para drenaje en la azotea

Para una pendiente del 1% la altura de la carpeta de Hormigón simple será:

Figura 3.8 Vista en Planta Azotea



Fuente: Alcaldía de Tarija –Cercado

Para una pendiente del 1 % de la carpeta de nivelación, para el drenaje de un área de 14,6m . 14,8m se tomara como promedio 14,7m . 14,7m, la altura de la carpeta de nivelación para la mitad del área en un extremo es 7,35cm para el cálculo del volumen se usara:

$$V = \frac{2h}{3} \cdot (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 \cdot A_2})$$

$$h=0,0735\text{m}$$

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = 14,7\text{m} \cdot 14,7\text{m} = 216,09 \text{ m}^2$$

Remplazando el volumen=10,58m³

$$V = \frac{2 \cdot 0,073}{3} \cdot (0 + 216,09 + \sqrt{0 \cdot 216,09})$$

$$V = 11,3 \text{ m}^3$$

Peso específico del hormigón = 2400 kg/m³

La carga permanente para el contrapiso para drenaje será:

$$CM_2 \text{ Contrapiso para drenaje} = \frac{2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 11,3 \text{ m}^3}{14,7\text{m} \cdot 14,7\text{m}} = 117,5 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_2 = 117,5 \text{ kg/m}^2$$

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:

$$CM = CM_1 + CM_2$$

$$CM = 24 \text{ kg/m}^3 + 117,5 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 141,5 \text{ kg/m}^2$$

Cuadro 3.5 Pesos Específicos Utilizados para obtener las Cargas

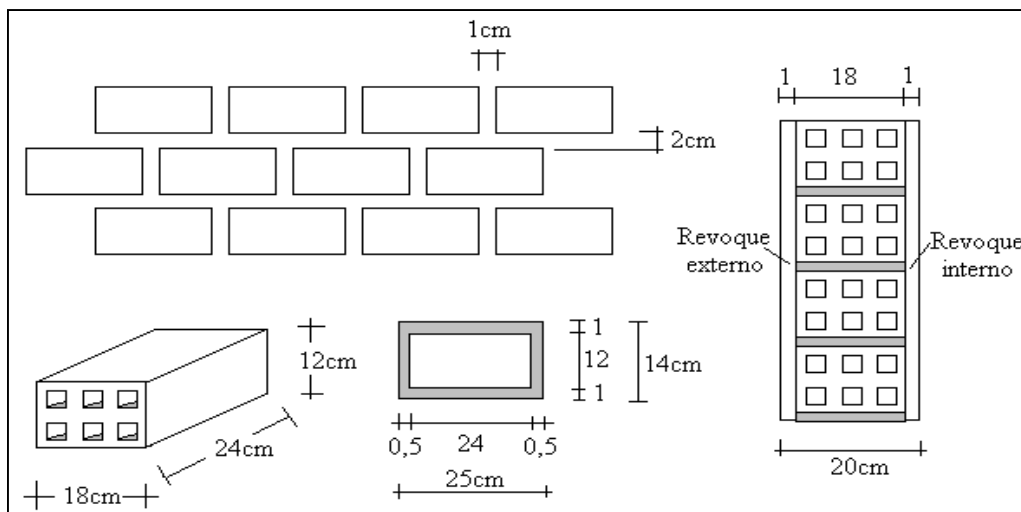
ELEMENTO	PESO (Kg/m ³)
C. Fábrica de ladrillo	
Cerámico macizo	1.800
Cerámico perforado	1.500
Cerámico hueco	1.200
Silicocalcáreo macizo	2.000
E. Hormigones	
De grava, armado	2.400
De grava, en masa	2.200
De cascote de ladrillo	1.900
De escoria	1.600
F. Revestimientos	
Argamasa, cemento, cal y arena	1.900
Argamasa, cemento y arena	2.100
Argamasa de yeso	1.200

Fuente: Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya, Alvaro García Meseguer, Francisco Morán

Peso de muros:

Muro 1 planta baja (peso del muro más revoques más paredes de vidrio)

Figura 3.9 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 es 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 3.10 Especificaciones Técnicas Ladrillo de 6 Huecos



LADRILLO 6 HUECOS BIG LISO

MEDIDAS (cm.)

LARGO: 24.00

ANCHO: 12.00

ALTO: 18.00

Código: 6HBL.

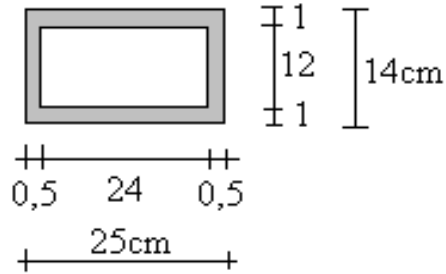
RENDIMIENTO APROX.

TIZON 32 PIEZAS M2

PESO NOMINAL (kg.)

3.60

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 m² de muro

$$4 \cdot 7,14 = 28,57 \frac{Pza}{m^2}$$

Volumen de ladrillo en 1 m² de muro

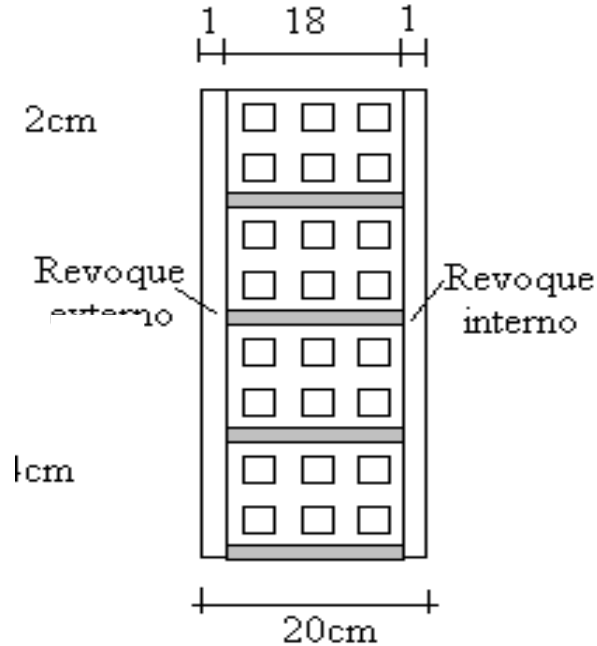
$$(18 \cdot 12 \cdot 24) \cdot 28,57 = 148\ 114,29 \text{ cm}^3/m^2$$

Volumen de mortero en 1 m² de muro

$$(100 \cdot 100 \cdot 18) - (148\ 114,29) = 31\ 885,71 \text{ cm}^3/m^2 = 0,0319 \text{ m}^3/m^2$$

Peso del Revoque:

Fig. 3.11 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/m³

Peso específico del yeso = 1200 kg/m³

Ladrillo, (3,6 kg/Pza . 28,57 Pza/ m²).....102,85 kg/m²

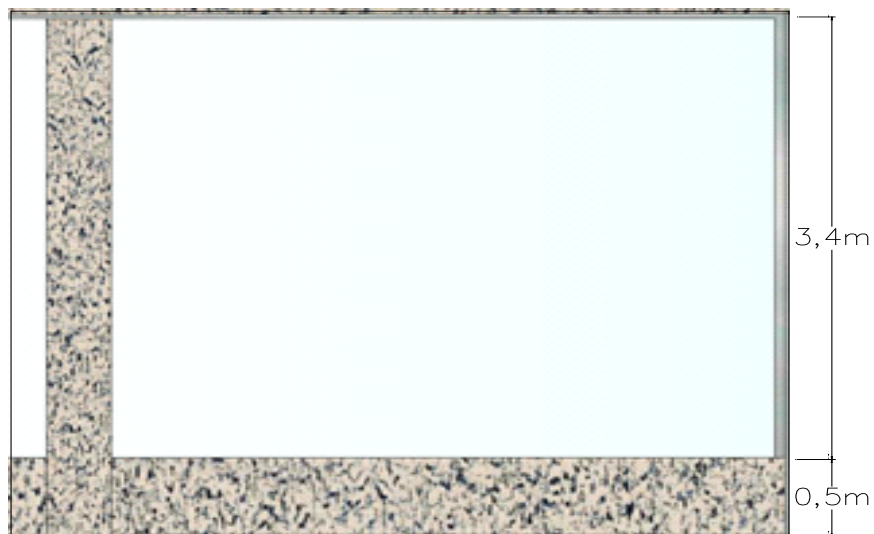
Juntas de mortero, (0,0319 m³/m² . 2100 kg/m³).....66,99 kg/m²

Revoque exterior de mortero, (0,010 m . 2100 kg/m³).....21 kg/m²

Revoque interior de yeso, (0,010 m . 1200 kg/m³).....12 kg/m²

TOTAL. 203 kg/m²

Fig. 3.12 Muro de Vidrio más Ladrillo



Fuente: Planos Arquitectónicos

La altura correspondiente de los muros de la planta baja se obtiene de los planos arquitectónicos de $h = 0,5$ m.

$$CM_1 = 0,5m \cdot 203 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{101,5 \text{ kg/m.}}$$

$$CM_1 = \mathbf{101,5 \text{ kg/m} = 0,102 \text{ tn/m}}$$

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 Pesos de los Vidrios



Información Técnica.

Peso aproximado del Vidrio Plano Arquitectónico

Ingenieros, arquitectos e instaladores necesitan conocer el peso de los materiales para las consideraciones de diseño y construcción. La siguiente tabla muestra los pesos aproximados por metro cuadrado del vidrio plano para uso arquitectónico según su espesor.

Espesor		Peso Aproximado Kg/m ²
Milímetros	Pulgadas	
2.5	3/32	6.3
3	1/8	7.6
4	5/32	10.1
5	3/16	12.7
6	¼	15.2
8	5/16	20.2
10	3/8	25.3
12	½	30.4
19	¾	48.1

Tabla1: Peso aproximado por metro cuadrado de vidrio, según espesor.

Fuente: Internet

La altura de los ventanales se tomará los 4,5m de altura de piso a piso menos la altura de viga de 60cm y menos la altura del muro de 50cm.

Para el ventanal de 3,4m se tomará un espesor de vidrio de 12mm.

$$P_v = (3,4) \text{ m} \cdot 30,4 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_2 = 103,36 \text{ kg/m} = 0,103 \text{ tn/m}$$

$$CM = CM_1 + CM_2$$

$$CM = 0,102 \text{ tn/m} + 0,103 \text{ tn/m}$$

$$CM = 0,205 \text{ tn/m}$$

Muro 2 planta baja (peso del muro más revoques)

Fig. 3.13 Muro de Ladrillo



Fuente: Planos Arquitectónicos

El peso del muro se calculó anteriormente = 203 kg/m^2

La altura correspondiente de los muros de piso a piso que se obtiene de los planos arquitectónicos es de $h = 4,5 \text{ m}$, se resta la altura de viga de $0,6\text{m}$ la cual es generalizada para todas las vigas

$$CM = 3,9 \cdot 203 = 791,7 \text{ kg/m.}$$

$$CM = 791,7 \text{ kg/m} = 0,7917 \text{ tn/m}$$

Muro 3 primer piso (peso del muro más revoques más paredes de vidrio)

Fuente: Planos Arquitectónicos

El peso del muro se calculó anteriormente = 203 kg/m^2

La altura correspondiente de los muros del primer piso se obtiene de los planos arquitectónicos de $h = 0,5 \text{ m}$.

$$CM = 0,5 \cdot 203 = 101,5 \text{ kg/m.}$$

$$CM_1 = 101,5 \text{ kg/m} = 0,102 \text{ tn/m}$$

Peso de Ventanales de Vidrio

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

La altura de los ventanales se tomara los 4 m de altura de piso a piso menos la altura de viga de 60cm y menos la altura del muro de 50cm.

Para el ventanal de 2,9m se tomara un espesor de vidrio de 12mm.

$$P_v = (2,9) \text{ m} \cdot 30,4 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_2 = 88,16 \text{ kg/m} = 0,08816 \text{ tn/m}$$

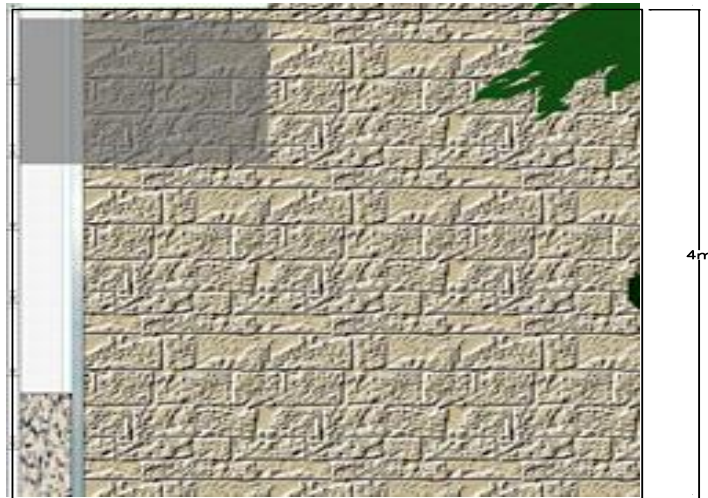
$$CM = CM_1 + CM_2$$

$$CM = 0,102 \text{ tn/m} + 0,08816 \text{ tn/m}$$

$$CM = 0,19 \text{ tn/m}$$

Muro 4 primer piso (peso del muro más revoques más el peso de las piedras vistas)

Fig. 3.14 Muro de Ladrillo más Piedras



Fuente: Planos Arquitectónicos

Peso del muro

El peso del muro se calculó anteriormente = 203 kg/m^2

La altura correspondiente de los muros de piso a piso que se obtiene de los planos arquitectónicos es de $h = 4 \text{ m}$, se resta la altura de viga de $0,6\text{m}$ la cual es generalizada para todas las vigas.

$$CM = 3,6 \cdot 203 = \mathbf{730,8 \text{ kg/m.}}$$

$$CM_1 = \mathbf{730,8 \text{ kg/m} = 0,7308 \text{ tn/m}}$$

Peso de las piedras vistas

Según los la información de los fabricantes de piedra el peso del mortero más la piedra tiene un peso aproximado de $1400 \text{ a } 2100\text{kg/m}^3$. El espesor de la piedra se lo realizara de 3 cm .

$$\text{Peso} = 0,03\text{m} \cdot 2000\text{kg/m}^3 = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 3,6 \text{ m} \cdot 60 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{216 \text{ kg/m.}}$$

$$CM_2 = \mathbf{0,216\text{kg/m} = 0,216\text{tn/m}}$$

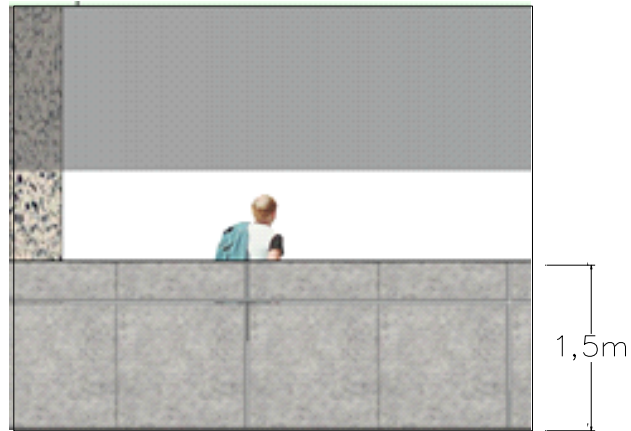
Peso del muro más las piedras

$$CM = CM_1 + CM_2$$

$$CM = \mathbf{0,7308 \text{ tn/m} + 0,216\text{tn/m} = 0,94\text{tn/m} = 1\text{t/m}}$$

Muro 5 primer piso (peso del muro del voladizo más revoques)

Fig. 3.15 Muro de Voladizo



Fuente: Planos Arquitectónicos

El peso del muro se calculó anteriormente = 203 kg/m^2

La altura correspondiente de los muros del primer piso se obtiene de los planos arquitectónicos de $h = 1,5 \text{ m}$.

$$CM = 1,5\text{m} \cdot 203 \text{ kg/m}^2 = 304,5 \text{ kg/m}$$

$$CM = 304,5 \text{ kg/m} = 0,3045 \text{ tn/m}$$

Muro 6 primer piso (peso del muro más revoques más paredes de vidrio)

Fig. 3.16 Muro de Voladizo



Fuente: Planos Arquitectónicos

El peso del muro se calculó anteriormente = 203 kg/m^2

La altura correspondiente de los muros del primer piso se obtiene de los planos arquitectónicos de $h = 1,3 \text{ m}$.

$$CM = 1,3 \cdot 203 = 263,9 \text{ kg/m.}$$

$$\mathbf{CM_1 = 263,9 \text{ kg/m} = 0,2639 \text{ tn/m}}$$

Peso de las piedras vistas

Según los la información de los fabricantes de piedra el peso del mortero más la piedra tiene un peso aproximado de $1400 \text{ a } 2100 \text{ kg/m}^3$. El espesor de la piedra se lo realizara de 3 cm .

$$\text{Peso} = 0,03\text{m} \cdot 2000 \text{ kg/m}^3 = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 1,3\text{m} \cdot 60 \text{ kg/m}^2 = 78 \text{ kg/m.}$$

$$\mathbf{CM_2 = 78\text{kg/m} = 0,078\text{tn/m}}$$

Peso de Ventanales de Vidrio

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

La altura de los ventanales se tomara los 4 m de altura de piso a piso menos la altura de viga de 60cm y menos la altura del muro de 130cm .

Para el ventanal de 2.1m de altura se tomara un espesor de vidrio de 12mm con un peso de $30,4 \text{ kg/m}^2$.

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

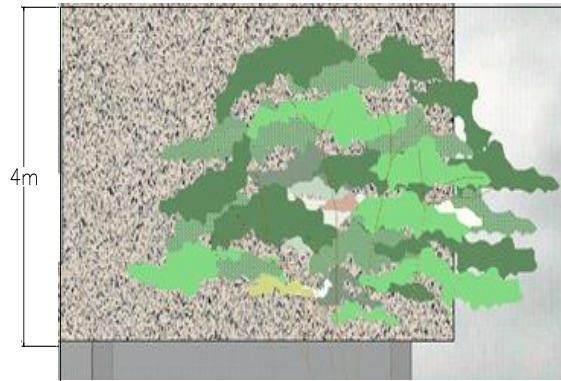
$$\mathbf{CM_3 = 63,84 \text{ kg/m} = 0,06384 \text{ tn/m}}$$

$$CM = CM_1 + CM_2 + CM_3$$

$$\mathbf{CM = 0,2639 \text{ tn/m} + 0,078 \text{ tn/m} + 0,0638 \text{ tn/m} = 0,4057 \text{ t/m} = 0,5\text{t/m}}$$

Muro 7 primer piso (peso del muro más revoques)

Fig. 3.17 Muro más Revoque



Fuente: Planos Arquitectónicos

El peso del muro se calculó anteriormente = 203 kg/m^2

La altura correspondiente de los muros de piso a piso que se obtiene de los planos arquitectónicos es de $h = 4\text{m}$, se resta la altura de viga de $0,6\text{m}$ la cual es generalizada para todas las vigas.

$$\text{CM} = 3,6 \cdot 203 = 730,8 \text{ kg/m.}$$

$$\text{CM} = 730,8 \text{ kg/m} = \mathbf{0,7308 \text{ tn/m}}$$

En la terraza se tendrá un muro de ladrillo de una altura de $1,10$ metros

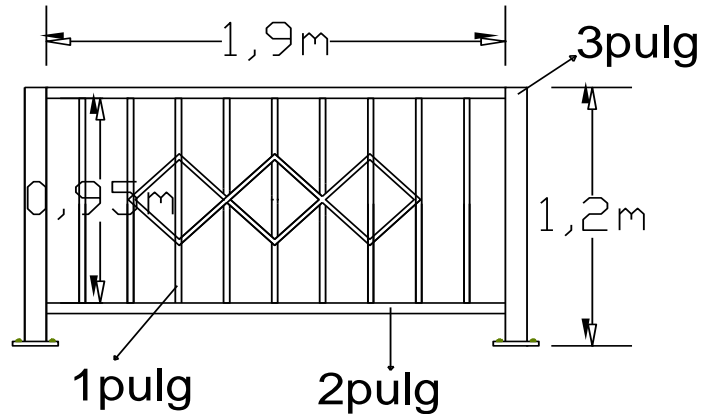
El segmento sombreado de color rojo es el muro de ladrillo en la terraza del tercer piso.

$$\text{CM} = 1,10 \cdot 203 = 223,3 \text{ kg/m.}$$

$$\text{CM} = 224 \text{ kg/m} = \mathbf{0,224 \text{ tn/m}}$$

Peso de Barandado

Fig. 3.18 Brandado Metálico



Fuente: Elaboración Propia

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

Peso total de todos los tubos es 39 kg

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

3.2.1.3. Sobrecarga de Uso “Q (tn/m²)”

3.2.1.3.1. Sobrecarga de Uso para planta baja y primer piso

Las sobrecargas de uso que se utilizaran en la edificación para la planta baja y primer piso serán en primera instancia la sobrecarga **D. Oficinas y Comercios – Oficinas Públicas, tiendas que corresponde a 400 Kg/m²**, y en segunda instancia se cargara solo las zonas de escaleras y accesos que tiene el edificio, la sobrecarga **Galerías Comerciales, escaleras y accesos que corresponde a 400 Kg/m²** que se obtendrán del siguiente cuadro:

Cuadro 3.7 Sobrecargas de Uso utilizadas en el Diseño

USO DEL ELEMENTO	SOBRECARGA (Kg/m ²)
<i>D. Oficinas y comercios</i>	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	*

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

3.2.1.3.2. Sobrecarga de Uso para Cuarto Piso (Azotea)

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

3.2.1.3.2.1. Sobrecarga de Uso del Elemento

Cuadro 3.8 Sobrecargas de Uso utilizadas en el diseño

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

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

La sobrecarga de granizo es de $Q = 200 \text{ kg/m}^2$ por lo tanto se elige el mayor, la sobrecarga que se carga al Programa: $Q = 200 \text{ kg/m}^2$ para la azotea.

3.2.1.4. 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 es por eso que no se cuenta con datos fehacientes de las acciones que el viento puede producir en una

estructura, 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 Bermejo frontera con la República Argentina, 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 3.16

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 NORMA BOLIVIANA APBN-1225003

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

VELOCIDAD DEL VIENTO (nudos/hr a 10mt)													
Estación: AEROPUERTO										Lat. S.: 21° 32' 48"			
Provincia: CERCADO										Long. W.: 64° 42' 39"			
Departamento: TARIJA										Altura: 1,849 m.s.n.m.			
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	MEDIA
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	10.7
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	9.8
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	10.9
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	10.6
2004	8.0	9.0	9.0	12.0	10.0					23.0	27.0	10.0	
2005						9.0	23.0	25.0	25.0	22.0			
2006	25.0		8.0	9.0	6.0	23.0	20.0	32.0	32.0	27.0	32.0	25.0	
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	26.6
2008	7.0	25.0	25.0		30.0	25.0	35.0	30.0	30.0	30.0	25.0		
2009	25.0	30.0		25.0	25.0		45.0	35.0	35.0	30.0	25.0	30.0	
2010	22.0	30.0			30.0		30.0	30.0	30.0	25.0	22.0	25.0	
2011	20.0					23.0	24.0	25.0	25.0	30.0	25.0	27.0	
2012	35.0		25.0	24.0			26.0		30.0	25.0		25.0	
2013	20.0					25.0	32.0						
2014													
2015													
MEDIA	35.0	30.0	25.0	30.0	30.0	28.0	45.0	35.0	35.0	30.0	32.0	30.0	10.3

Fuente: SENAMHI

nudo 



metros por segundo 

45 kt



23.1499999998 m/s

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

3.5.2. Cubierta de Losa

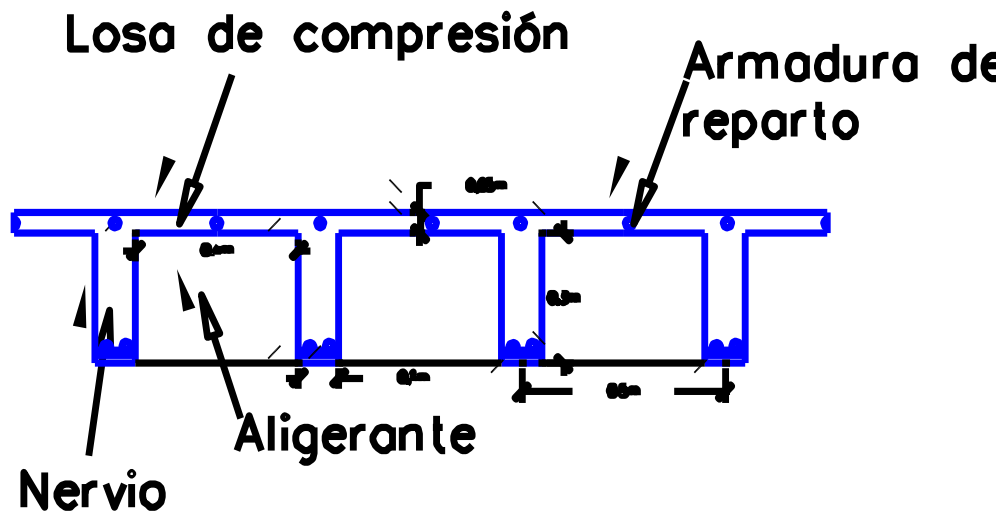
Diseño de la losa reticular

Dimensiones de la losa reticular para las luz de 7,3m x7,13m

Cuadro 3.11 Dimensiones de la losa reticular

Dimensiones de la losa reticular (7,3m x7,15m)	
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	730
Recubrimiento	3,5
Altura útil de Losa	31,5

Fig. 3.19: 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-}	3,98	\leq	4,02	=2 ϕ 16 c/Nervio
M_{y+}	2,08	\leq	2,35	=3 ϕ 10 c/Nervio
M_{x-}	4,52	\leq	5,15	=1 ϕ 20+1 ϕ 16 c/Nervio
M_{x+}	1,94	\leq	2,35	=3 ϕ 10 c/Nervio

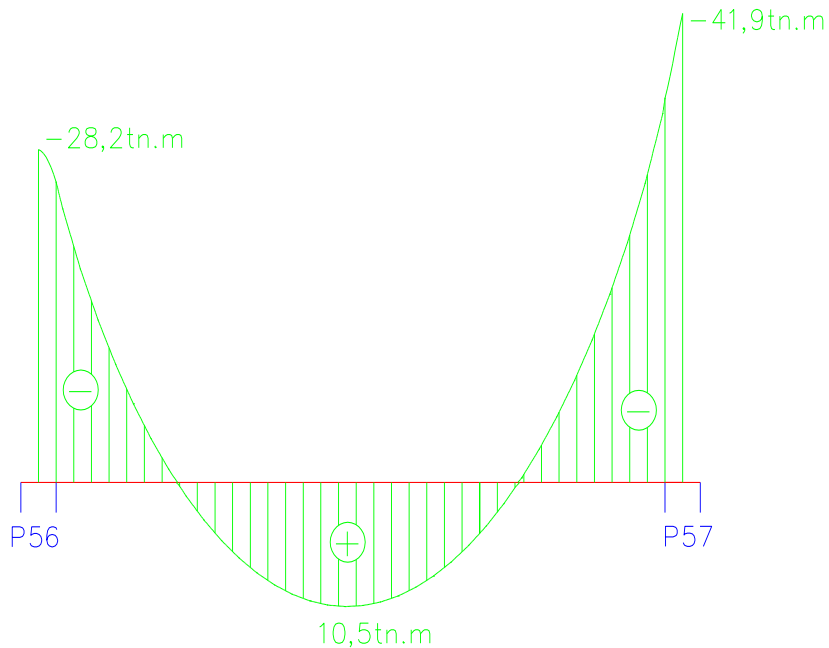
El detallamiento del cálculo se lo adjunta al aporte académico.

3.5.3. Pórticos

3.5.3.1. Vigas

Verificación de la armadura longitudinal negativo para la viga entre la C-56 y C-57

Fig.3.20: Envoltente de Diseño de la Viga



Fuente: Cypecad

Verificación de la armadura negativa para la viga en el lado izquierdo apoyado sobre C-57

Datos:

Momento Máximo Negativo Mayorado	Md=41,9t-m=4190000 kg-cm
Base de la Viga	bw = 25 cm
Resistencia del Hormigón	f _{ck} = 250 kg/cm ²
Resistencia del Acero	f _{yk} = 5000 kg/cm ²
Resistencia de cálculo del Hormigón	f _{cd} = 166,67 kg/ cm ²
Resistencia de cálculo del acero	f _{yd} = 4347,83 kg/ cm ²
$\gamma_c=1,5 ; \gamma_s=1,15 ; \gamma_f=1,6$	

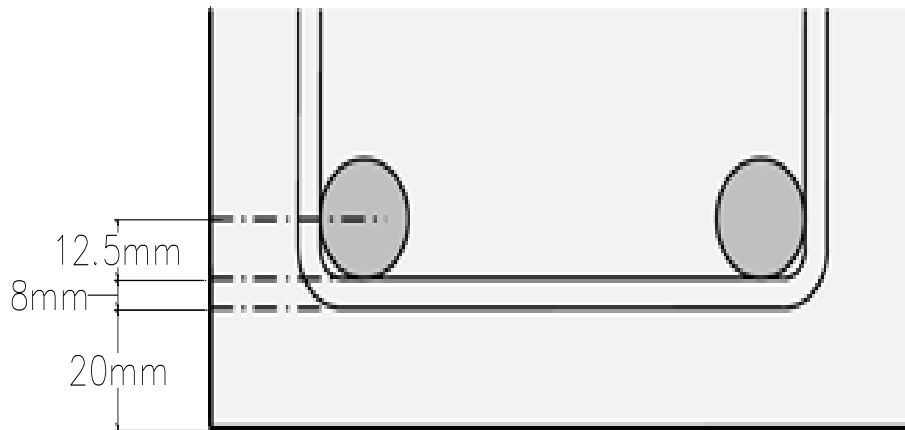
Recubrimiento

Precipitación media anual Tarija =608,16mm

Grado de exposición: **IIa**

Para una vida útil de 50 años r=20mm

Fig.3.21: Recubrimiento



Fuente: Hormigón Armado EHE-08 Pág. 48

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

$$r = 20\text{mm} + 8\text{mm} + 12,5\text{mm} = 40,5\text{mm}$$

Canto mínimo

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

$$d_{min} = 1,77 \cdot \sqrt{\frac{4190000 \text{Kg-cm}}{25 \text{ cm} \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2}} = 56,13 \text{cm}$$

Altura mínima

$$H_{min} = d_{min} + r = 56,13 \text{cm} + 4,05 \text{cm} = 60,2 \text{cm}$$

$$H = 60 \text{cm}$$

Canto Útil de la Sección

$$d = H - r$$

$$d = 60 \text{cm} - 4 \text{ cm} = 56 \text{cm}$$

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{41,9 \cdot 1000 \cdot 100 \text{Kg-cm}}{25 \text{cm} \cdot (56 \text{cm})^2 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2} = 0,321$$

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

Como:

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

$$0,321 > 0,319$$

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - 0,319}{1 - \frac{r}{d}}$$

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

$$w_{s2} = \frac{0,321 - 0,319}{1 - \frac{4 \text{cm}}{56 \text{cm}}} = 0,00215$$

$$w_{s1} = 0,432 + 0,00215 = 0,434$$

Determinación de la armadura: As

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

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

$$A_{s2} = 0,00215 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 56 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{s2} = 0,1153 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 0,434 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 56 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{s1} = 20,3 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: A_{smin}

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

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

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 56 \text{ cm} = 3,92 \text{ cm}^2$$

Por norma:

Armadura a tracción

$$A_{s1} \geq \begin{cases} A_{s1} & A_{s1} = 20,3 \text{ cm}^2 \\ A_{smin} \end{cases}$$

$$A_{s2} \geq \begin{cases} A_{s2} & A_{s1} = 3,92 \text{ cm}^2 \\ A_{smin} \end{cases}$$

Para determinar la armadura a tracción se usara 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:

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

$$A_{s\Phi16} = 4 \cdot 4,909 \text{ cm}^2 = 19,636 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\Phi25} = 2 \cdot 0,785 \text{ cm}^2 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

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

$$21,21 \text{ cm}^2 > 20,3 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

Se utilizara: 4 $\Phi25$ + 2 $\Phi10$ mm

Elección = **4 $\Phi25$ + 2 $\Phi10$ mm** (Tracción)

CYPECAD = **4 $\Phi25$ mm+2 $\Phi10$ mm**

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

$$N^{\circ} \text{ de barras} = 2\Phi 16$$

$$A_{s\ \Phi 16} = 2 \cdot 2,01\text{ cm}^2 = 4,02\text{ cm}^2$$

$$4,02\text{ cm}^2 > 3,92\text{ cm}^2 \text{ Ok}$$

Se utilizara: 2 $\Phi 16$

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

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

Verificación de la armadura negativa para la viga en el lado izquierdo apoyado sobre C-56

Datos:

Momento Máximo Negativo Mayorado	$M_d = 28,20\text{ t-m} = 2820000\text{ kg-cm}$
Canto de la Viga	$d = 60\text{ cm}$
Base de la Viga	$b_w = 30\text{ cm}$
Recubrimiento mecánico	$r = 4\text{ cm}$
Canto Útil de la Sección	$d = 60\text{ cm} - 4\text{ cm} = 56\text{ cm}$
Resistencia de cálculo del Hormigón	$f_{cd} = 166,67\text{ kg/cm}^2$
Resistencia de cálculo del acero	$f_{yd} = 4347,83\text{ kg/cm}^2$

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2820000\text{ kg-cm}}{25\text{ cm} \cdot (56\text{ cm})^2 \cdot 166,67\text{ kg/cm}^2} = 0,216$$

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

Como:

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

$$0,216 < 0,319$$

Cálculo de la armadura en tracción:

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

Con: $\mu_d = 0,216$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0,2554$

Determinación de la armadura: A_s

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,2554 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 56 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 13,7 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: A_{smin}

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

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

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 56 \text{ cm} = 3,92 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 13,7 \text{ cm}^2$$

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:

$$N^\circ \text{ de barras} = 4\Phi20 + 2\Phi10$$

$$A_{s\Phi16} = 4 \cdot 3,14 \text{ cm}^2 = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\Phi25} = 2 \cdot 0,785 \text{ cm}^2 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{sreal} = 14,13 \text{ cm}^2$$

$$14,13 \text{ cm}^2 > 13,7 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

Se utilizara: 4 $\Phi20$ + 2 $\Phi10$ mm

Elección = 4 $\Phi20$ + 2 $\Phi10$ mm

CYPECAD = 4 $\Phi20$ + 2 $\Phi10$ mm

Verificación de la armadura positivo

Momento Máximo Positivo Mayorado	$M_d = 10,50 \text{ t-m} = 1050000 \text{ kg-cm}$
Canto de la Viga	$h = 60 \text{ cm}$
Base de la Viga	$b_w = 25 \text{ cm}$
Recubrimiento superior e inferior de la armadura	$r = 4 \text{ cm}$
Canto Útil de la Sección	$d = 60 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 56 \text{ cm}$
Resistencia de cálculo del Hormigón	$f_{cd} = 250 \text{ kg/m}$
Resistencia de cálculo del acero	$f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1050000 \text{ kg-cm}}{25 \text{ cm} \cdot (56 \text{ cm})^2 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2} = 0,08$$

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

Como:

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

$$0,08 < 0,319$$

Cálculo de la armadura en tracción:

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

Con: $\mu_d = 0,08$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0,085$

Determinación de la armadura: A_s

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,085 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 56 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 4,56 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: A_{smin}

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

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

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 56 \text{ cm} = 3,92 \text{ cm}^2$$

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

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 4,56 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerara el siguiente diámetro: $\Phi = 16 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \Phi 16} = 2,01 \text{ cm}^2$, y el diámetro: $\Phi = 12 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \Phi 12} = 1,13 \text{ cm}^2$ entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 2\Phi 16 + 1\Phi 12$$

$$A_{s \Phi 16} = 2 \cdot 2,01 \text{ cm}^2 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \Phi 12} = 1 \cdot 1,13 \text{ cm}^2 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 5,15 \text{ cm}^2$$

$$5,15 \text{ cm}^2 > 4,56 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

Se utilizara: 2 $\Phi 16$ + 1 $\Phi 12$ mm

Elección = 2 $\Phi 16$ + 1 $\Phi 12$ mm

CYPECAD = 2 $\Phi 16$ + 1 $\Phi 12$ mm

Armadura de piel:

$$\frac{100 \cdot A_{s \text{ piel}}}{b \cdot d} \geq 0,05$$

$$A_{s \text{ piel}} \geq \frac{0,05 \cdot b \cdot d}{100} = \frac{0,05 \cdot 25 \cdot 56}{100} = 0,07 \text{ cm}^2$$

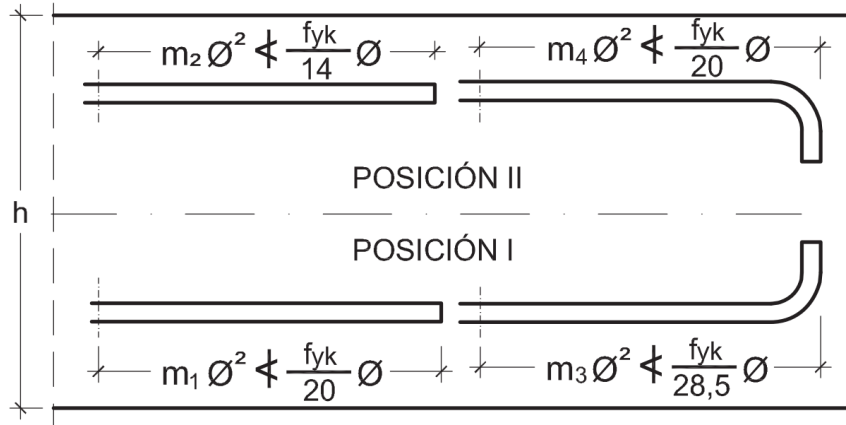
Se asumirá 2 $\Phi 10$ mm

$$A_s = 2 \cdot 0,785 \text{ cm}^2 = 1,75 \text{ cm}^2$$

$$1,75 \text{ cm}^2 \geq 0,07 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

Anclaje

Fig.3.22: Longitudes de Anclaje en Centímetros (\emptyset en centímetros)



De la tabla 2.4 se obtiene el valor de $m_2=21$ para hormigones de 250 kg/ cm^2 y aceros de 5000 kg/ cm^2

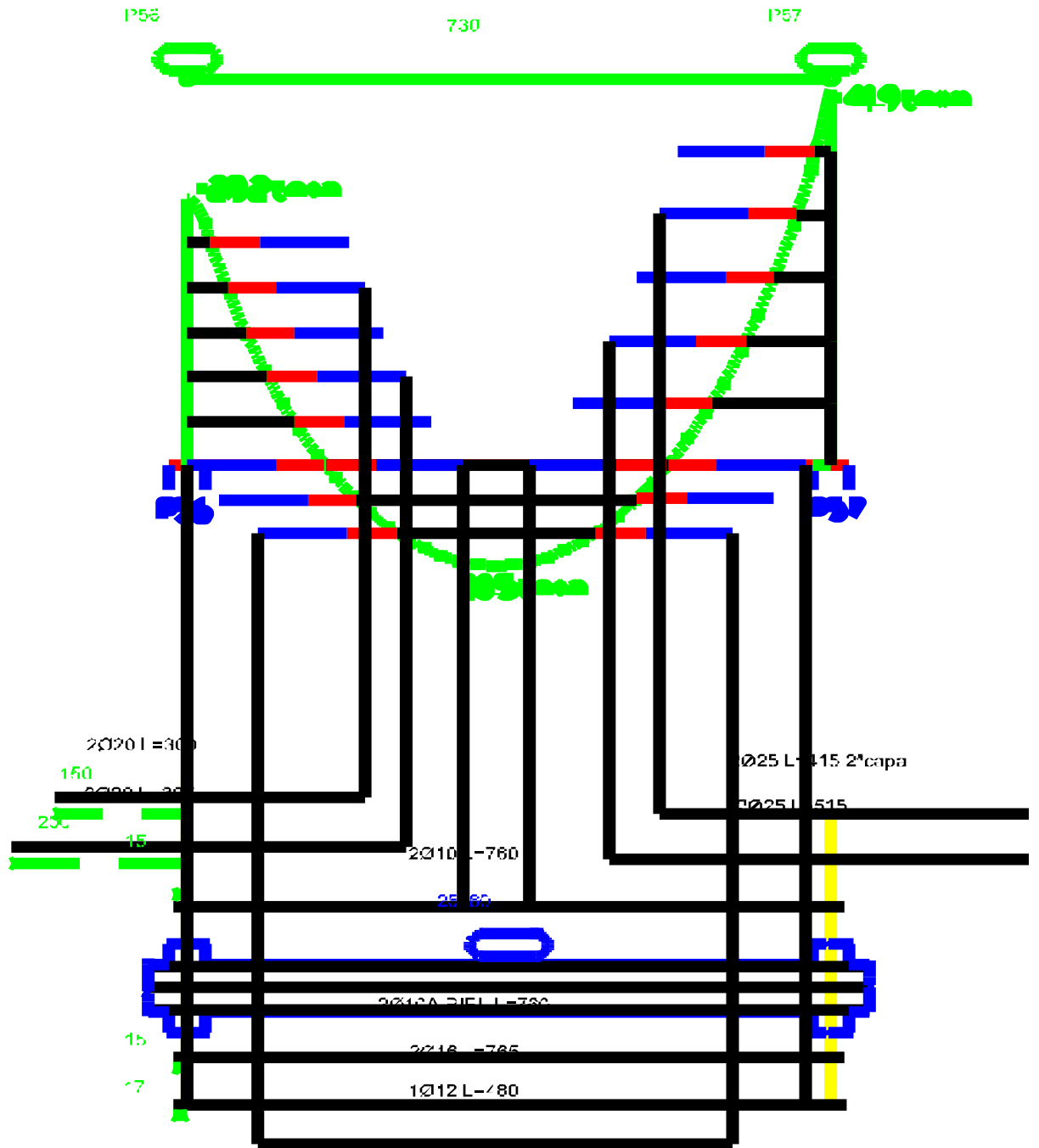
$$l_b = m_2 \cdot \emptyset^2 = 21 \cdot 2,5^2 = 131,25 \text{ cm}$$

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

$$131,25 \text{ cm} > 89,28 \text{ cm} \text{ cumple}$$

Se tomara $l_b = 135 \text{ cm}$

Fig.3.23 Decalamiento de armadura longitudinal



Fuente: Elaboración Propia

**Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la C-56
lado izquierdo de la viga**

Datos:

$$V_d = 24,32 \text{ tn} = 24320 \text{ Kg}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

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

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

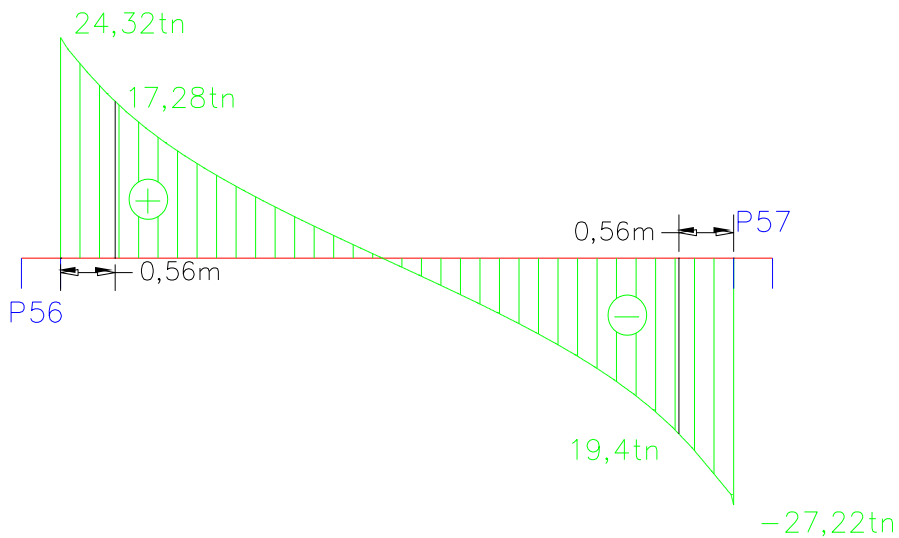
$$d = 60 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 56 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

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

Fig.3.24 Fuerzas cortantes presentes en el elemento, sobre la cara del apoyo y a una distancia igual al canto útil:



Fuente: Cypecad

$$V_{rd1} = 24,32 \text{ tn} = 24320 \text{ kg.}$$

$$V_{rd2} = 17,28 \text{ tn} = 17280 \text{ kg.}$$

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

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

$$V_{u1} = 0,30 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 56 \text{ cm}$$

$$V_{u1} = 70001,4 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_{u1} = 70001,4 \text{ kg} > V_{rd1} = 24320 \text{ kg} \quad \text{Cumple!!!}$$

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

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

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{166,67} = 6,455 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 6,455 \text{ kg/cm}^2 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 56 \text{ cm} = 9037 \text{ kg}$$

Donde:

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

$$17280 \text{ kg} \leq 9037 \text{ kg} \quad \text{No cumple}$$

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

Agotamiento de piezas con armadura de cortante (V_d)

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

$$9037 \text{ kg} < 17280 \text{ Kg} < 24320 \text{ Kg}$$

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

$$V_{su} = 17280 \text{ Kg} - 9037 \text{ kg} = 8243 \text{ Kg}$$

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

$$A_{st} = \frac{8243 \text{ kg} \cdot 100 \text{ cm}}{0,90 \cdot 56 \text{ cm} \cdot 3652,17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{st} = 4,47 \text{ cm}^2$$

Calculo de la armadura mínima

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

$$A_{st_{min}} = \frac{0,02 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 100\text{cm}}{0,90 \cdot 3652,17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{st_{min}} = 2,535\text{cm}^2$$

Se debe elegir el mayor:

$$A_{st} = 4,47 \text{ cm}^2$$

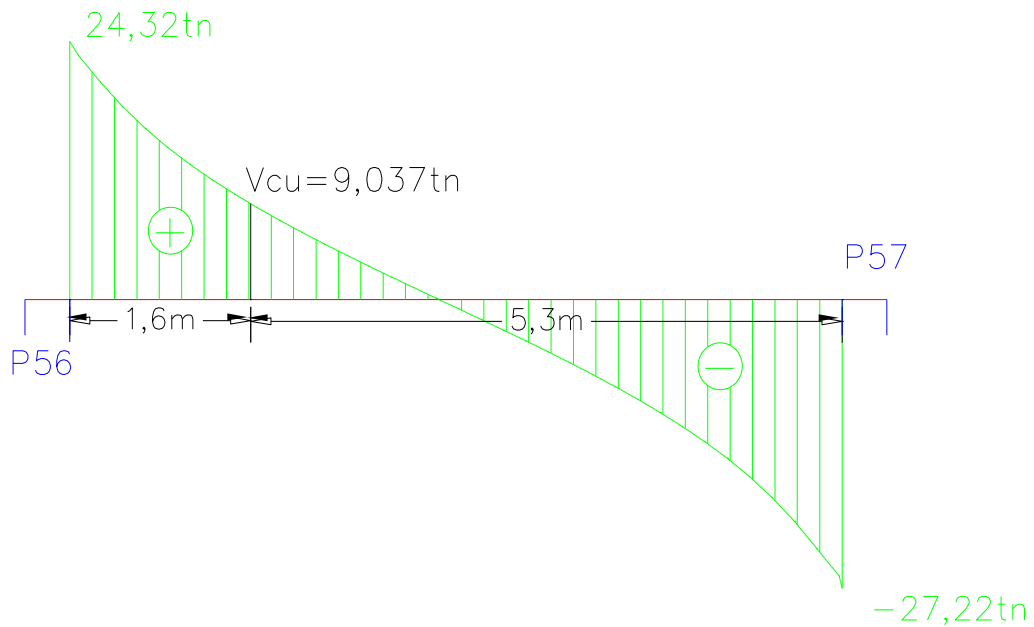
Área final de armadura

$$A_{s_{final}} = \frac{A_{st}}{2_{piernas}} = \frac{4,47 \text{ cm}^2}{2} = 2,235 \text{ cm}^2$$

$$\Phi 6 = \frac{2,235}{0,283} = 7,89 = 8 \quad \text{espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{8} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\Phi 8 = \frac{2,235 \text{ cm}}{0,503} = 4,44 = 5 \quad \text{espaciamiento} = \frac{100\text{cm}}{5} = 20 \text{ cm}$$

Fig.3.25: Representación Gráfica de los esfuerzos de corte presentes en la Viga



Fuente: Cypecad

Numero de estribos

$$N^{\circ} = \frac{x}{\text{espaciamiento}} + 1 = \frac{160}{20} + 1 = 9 = \text{piezas}$$

9 $\Phi 8$ c/20

Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la C-57 lado derecho de la viga

Datos:

$h = 60$ cm

$b_w = 25$ cm

$d = 60$ cm - 4cm = 56 cm

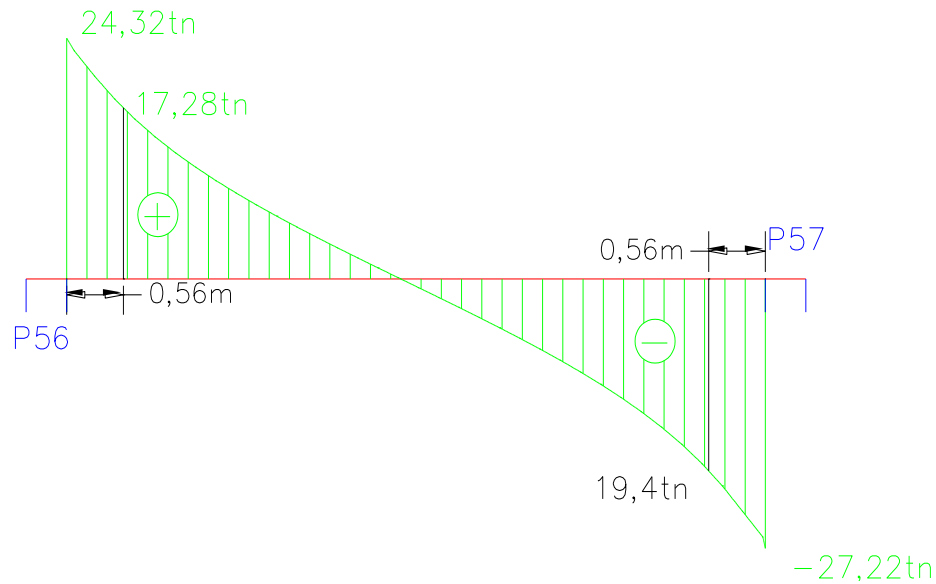
$f_{cd} = 166,67$ kg/cm²

$f_{yd} = 4347,83$ kg/cm²

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

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

Fig.3.26: Representación Gráfica de los esfuerzos de corte presentes en la Viga



Fuente: Cypecad

$$V_{rd1} = 27,22\text{tn} = 27220 \text{ kg}$$

$$V_{rd2} = 19,4\text{tn} = 19400 \text{ kg}$$

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

$$V_{u1} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$
$$V_{u1} = 0,30 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 56 \text{ cm}$$
$$V_{u1} = 70001,4 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_{u1} = 70001,4 \text{ kg} > V_{rd1} = 27220 \text{ kg} \text{ Cumple!!!}$$

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

$$V_{u2} = V_{cu} = f_{cv} \cdot b_w \cdot d$$
$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{166,67} = 6,455 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 6,455 \text{ kg/cm}^2 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 56 \text{ cm} = 9037 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_{rd2} \leq V_{cu} \text{ No cumple}$$
$$19400 \text{ kg} \leq 9037 \text{ kg} \text{ No cumple}$$

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

Agotamiento de piezas con armadura de cortante (V_d)

$$V_{cu} < V_{rd2} < V_{u1}$$
$$9037 \text{ kg} < 19400 \text{ kg} < 70001,4 \text{ kg}$$
$$V_{su} = V_{rd2} - V_{cu}$$
$$V_{su} = 19400 \text{ kg} - 9037 \text{ kg} = 10363 \text{ kg}$$
$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot s}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}}$$
$$A_{st} = \frac{10363 \text{ kg} \cdot 100 \text{ cm}}{0,90 \cdot 56 \text{ cm} \cdot 3652 \cdot 17 \text{ kg/cm}^2}$$
$$A_{st} = 5,63 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima

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

$$A_{st_{min}} = \frac{0,02 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}}{0,90 \cdot 3652,17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{st_{min}} = 2,535 \text{ cm}^2$$

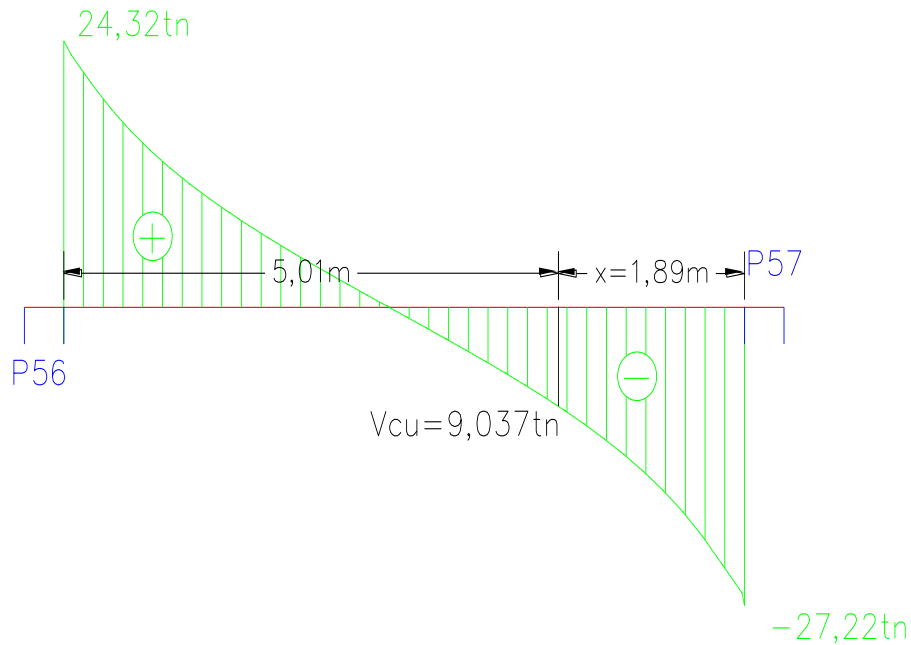
Área final de armadura

$$A_{s_{final}} = \frac{A_{st}}{2_{piernas}} = \frac{5,63 \text{ cm}^2}{2} = 2,815 \text{ cm}^2$$

$$\Phi 6 = \frac{2,815}{0,283} = 9,95 = 10 \quad \text{espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{10} = 10 \text{ cm}$$

$$\Phi 8 = \frac{2,815}{0,503} = 5,6 = 6 \quad \text{espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{6} = 16,66 = 15 \text{ cm}$$

Fig.3.27: Representación Gráfica de los esfuerzos de corte presentes en la Viga



Fuente: Cypecad

Número de estribos

$$N^{\circ} = \frac{x}{\text{espaciamiento}} = \frac{190}{15} = 12,6 = 13 \text{ piezas}$$

13 $\Phi 8$ c/15

Armadura mínima en la parte central

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

$$s_t \leq 0,85d = 0,85 \cdot 56\text{cm} = 47,6\text{cm}$$

$$s_t \leq 3b = 3 \cdot 25\text{cm} = 45\text{cm}$$

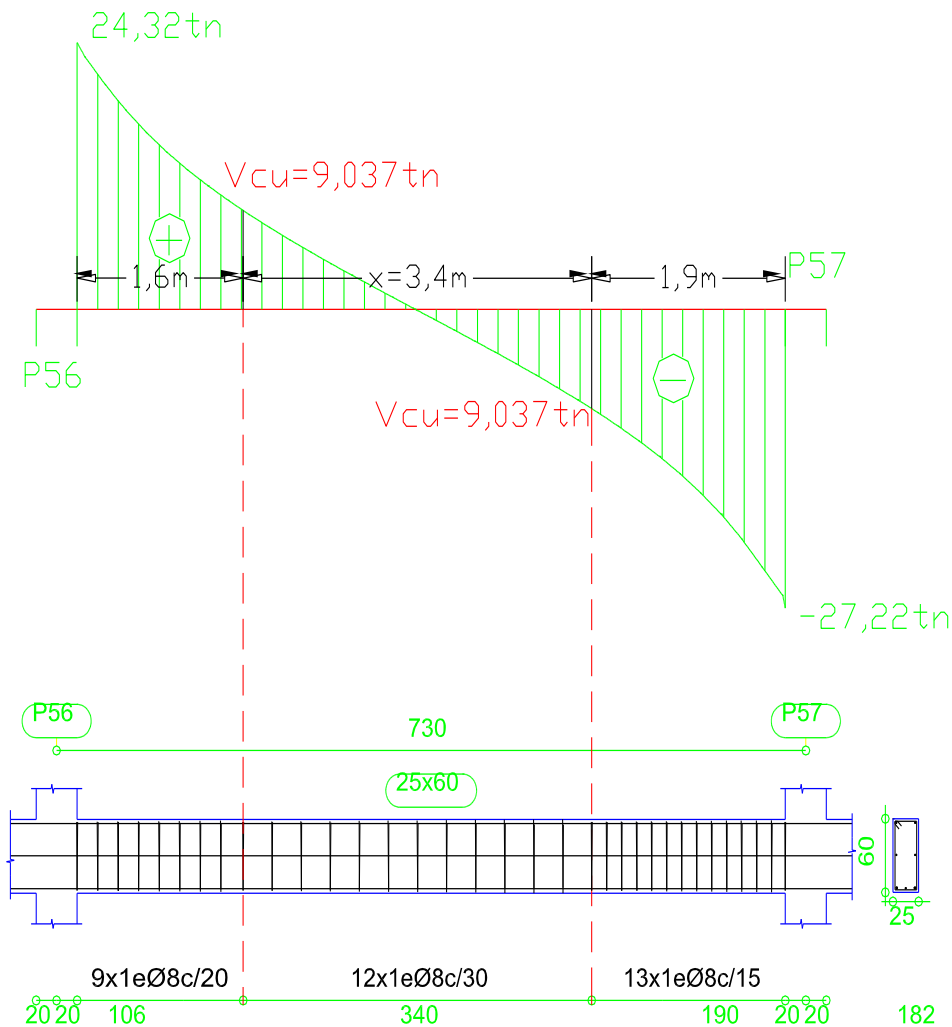
Adoptamos el menor $s_t = 30\text{cm}$

Numero de estribos

$$N^{\circ} = \frac{x}{\text{espaciamiento}} = \frac{340}{30} = 11,33 = 12 \text{ piezas}$$

12 $\Phi 8$ c/30

Fig.3.28: Detalle de la Armadura de Estribos



Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 3.13: Resumen General de Resultados de Viga

Viga entre las Columnas C-56 y C-57	Armadura adoptada	Armadura CYPECAD	Diferencia en (%)
Armadura longitudinal inferior positiva	2Φ16mm + 1Φ12 mm	2Φ16mm + 1Φ12 mm	0
Armadura longitudinal superior negativa lado izquierdo apoyado sobre la C-56	4Φ20mm + 2Φ10 mm	4Φ20mm + 2Φ10 mm	0
Armadura longitudinal superior negativa lado derecho apoyado sobre la C-57	4Φ25mm + 2Φ10 mm	4Φ25mm + 2Φ10 mm	0
Armadura longitudinal inferior negativa lado derecho apoyado sobre la C-57	2Φ16 mm	2Φ16 mm	0
Armadura transversal lado derecho apoyado C-57	13Φ 8mm c/15 cm	15Φ 8mm c/12 cm	13.3
Armadura transversal lado izquierdo apoyado C-156	9Φ 8mm c/20 cm	10Φ 8mm c/18cm	10
Armadura de piel	2 Φ 10 mm	2 Φ 10 mm	0

Fuente: *Elaboración Propia*

3.5.3.2. Columnas

Verificación del Diseño de la Columna

Diseño de columna C-57

Datos:

Resistencia característica de H°A°	$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia característica de acero	$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento	$r = 4 \text{ cm}$
Dimensiones	$b = 40 \text{ cm.}; h = 40 \text{ cm.}$
Longitud	$L = 4.5 \text{ m}$
Axil de cálculo	$N_d = 216570 \text{ kg}$
Momento de cálculo en dirección x	$M_{dx} = 5610 \text{ kg.m}$
Momento de cálculo en dirección y	$M_{dy} = 1540 \text{ kg.m}$

Característica de la columna

$$I_x = I_y = 213333,33 \text{ cm}^4$$

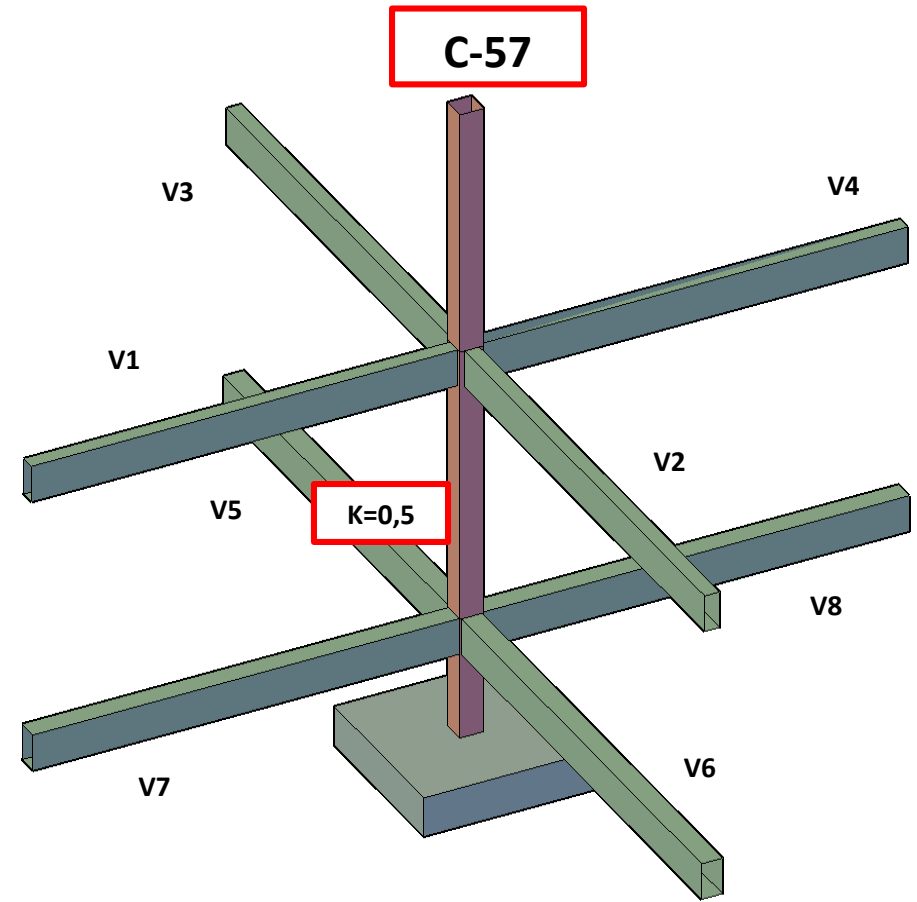
$$A = 1600 \text{ cm}^2$$

Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ kg/cm}^2}{1,5} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

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

Fig.3.29: 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”

$$K = 0,5$$

Por lo tanto la longitud de pandeo l_0 es:

$$l_0 = k \cdot l$$

$$l_0 = 0,5 \cdot 450\text{cm}$$

$$l_0 = 225\text{cm.}$$

La esbeltez geométrica será:

$$\lambda_g = \frac{l_0}{h} = \frac{225}{40} = 5,63$$

La esbeltez mecánica será:

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

$$\lambda_y = \frac{225}{\sqrt{\left(\frac{213333,3}{1600}\right)}}$$

$$\lambda_x = 19,49$$

Tenemos la esbeltez mecánica en el eje $\lambda_x = 19,49 < 35$ la pieza es considerada corta no hay pandeo la excentricidad de pandeo es cero.

Excentricidad inicial de Primer Orden:

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{5610 \text{ kg} \cdot \text{m}}{216570 \text{ kg}} = 2,595 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{1540 \text{ kg} \cdot \text{m}}{216570 \text{ kg}} = 0,706 \text{ cm}$$

Excentricidad constructiva

$$e_{cx} = \frac{h}{20} = \frac{40}{20} = 2 \text{ cm}$$

$$e_{cy} = \frac{h}{20} = \frac{40}{20} = 2 \text{ cm}$$

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

La excentricidad de cálculo será:

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

$$e_{(x)\text{máx}} = 2,595 + 2 + 0 = 4,95 \text{ cm.}$$

$$e_{(y)\text{máx}} = 0,706 + 2 + 0 = 2,706 \text{ cm.}$$

Determinación del momento de diseño

$$M_x = N_d \cdot e_{(x)\text{máx}} = 216570 \cdot 4,95 = 1072071 \text{ kg.cm}$$

$$M_y = N_d \cdot e_{(y)\text{máx}} = 216570 \cdot 2,706 = 586065,48 \text{ kg.cm}$$

Los esfuerzos reducidos serán:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{216570}{226800} = 0,812$$

$$\mu_x = \frac{M_{ad}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1072071}{40 \cdot 40 \cdot 40 \cdot 166,67} = 0,0933$$

$$\mu_y = \frac{M_{bd}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{586065,48}{40 \cdot 40 \cdot 40 \cdot 166,67} = 0,055$$

$\mu_1 = 0,0933$ El valor Mayor

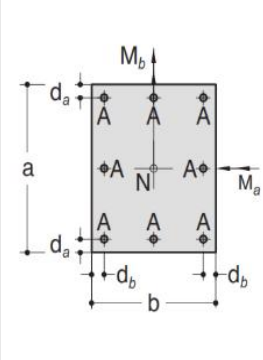
$\mu_2 = 0,055$ El valor Menor

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{A_c \cdot a \cdot f_{cd}} \quad \mu_b = \frac{M_{bd}}{A_c \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad \omega = \frac{A_{tot} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

si $\mu_a > \mu_b \Rightarrow \mu_1 = \mu_a : \mu_2 = \mu_b$

si $\mu_a < \mu_b \Rightarrow \mu_1 = \mu_b : \mu_2 = \mu_a$



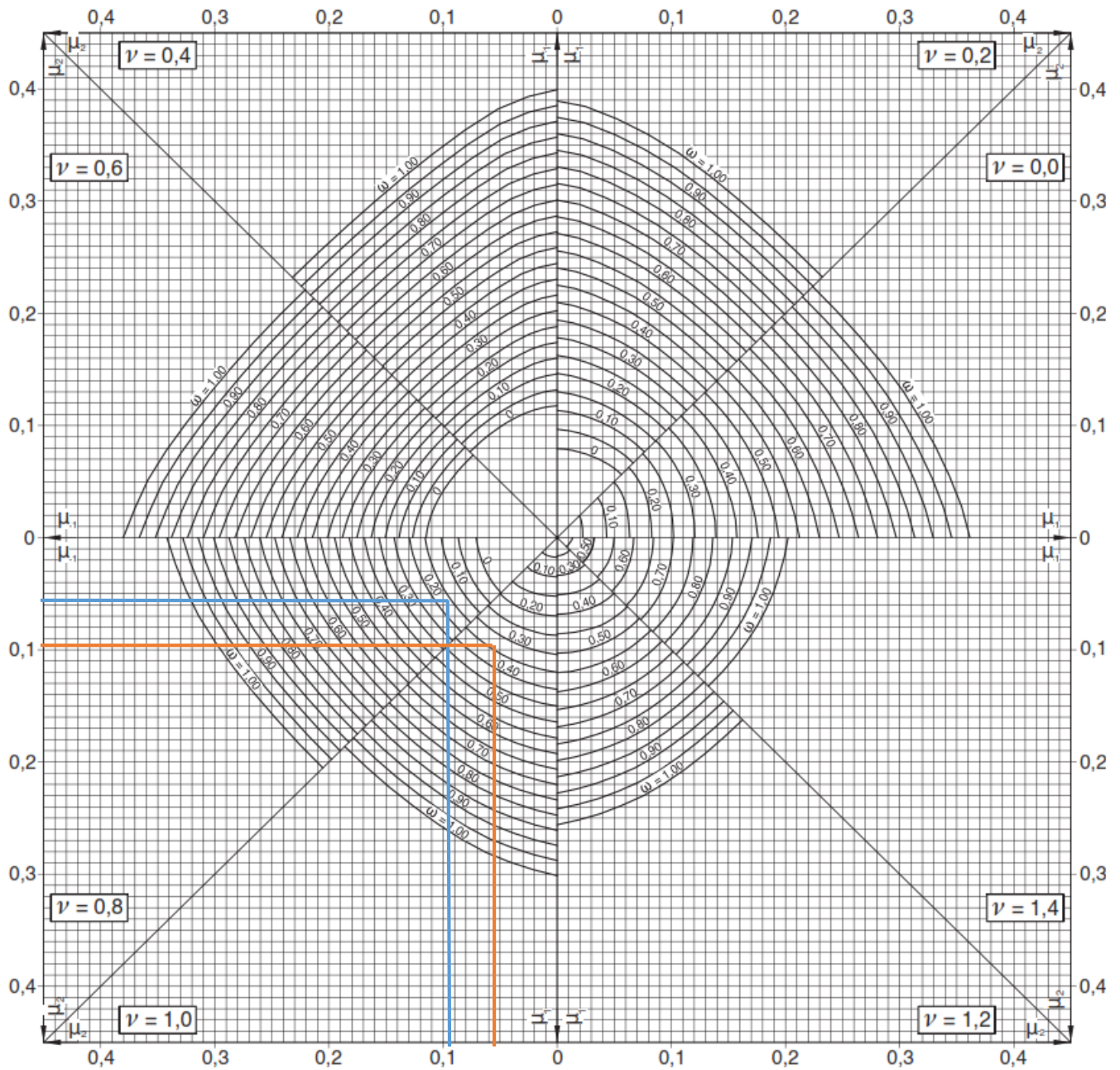
ACERO
B 400 S o B 500 S
 $400 \leq f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$

$A_c = a \cdot b$

$A_{tot} = 8 \cdot A$

$d_a = 0,10 a ; d_b = 0,10 b$

Fig.3.30: Ábaco en Roseta para Flexión Esviada



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

$\nu = 0,80$ $\omega = 0,16$

$\nu = 1,00$ $\omega = 0,35$

Interpolando:

$\nu = 0,812 \Rightarrow \omega = 0,1714$

La armadura necesaria será:

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

$$A_s = \frac{0,1714 \cdot 40 \cdot 40 \cdot 166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 10,513 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 4 Φ 16mm + 4 Φ 12mm

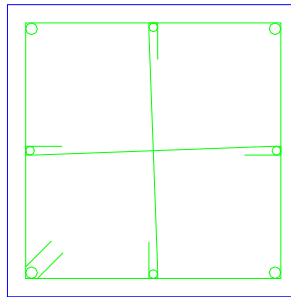
$$A_{s\Phi 16} = 4 \cdot 2,01 \text{ cm}^2 = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\Phi 12} = 4 \cdot 1,13 \text{ cm}^2 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ real}} = 12,56 \text{ cm}^2 > 10,51 \text{ cm}^2$$



Elección = 4 Φ 16 + 4 Φ 12 mm

CYPECAD = 4 Φ 16 + 4 Φ 12 mm

Armadura transversal

La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} = 30 \text{ cm} \\ 15 \cdot \varnothing_{\text{de la armadura longitudinal}} = 15 \cdot 1,6 = 24 \text{ cm.} \end{cases}$$

Separación adoptada de estribos $s = 20 \text{ cm}$.

El diámetro del estribo será:

$$\varnothing_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \rightarrow \frac{1}{4} \cdot \varnothing_{\text{de la armadura longitudinal}} = \frac{1}{4} \cdot 16 = 4 \text{ mm.} \\ \rightarrow \varnothing_{\text{Estribo}} = 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Diámetro de estribo adoptada = 6 mm.

Por lo tanto la armadura del estribo será:

Se utilizará: **$\Phi 6\text{mm c}/20 \text{ cm}$**

Cuadro 3.14. Resumen General de los Resultados para la Columna

Columna C-15	Armadura adoptada	Armadura CYPECAD	Diferencia en %
Armadura longitudinal principal	4 Φ 16mm +4 Φ 12mm	4 Φ 16mm +4 Φ 12mm	0.00 %
Armadura transversal	Φ 6mm c/20 cm	Φ 6mm c/20 cm	0.00 %

3.5.4. Entrepisos

3.5.4.1. Losa Reticular

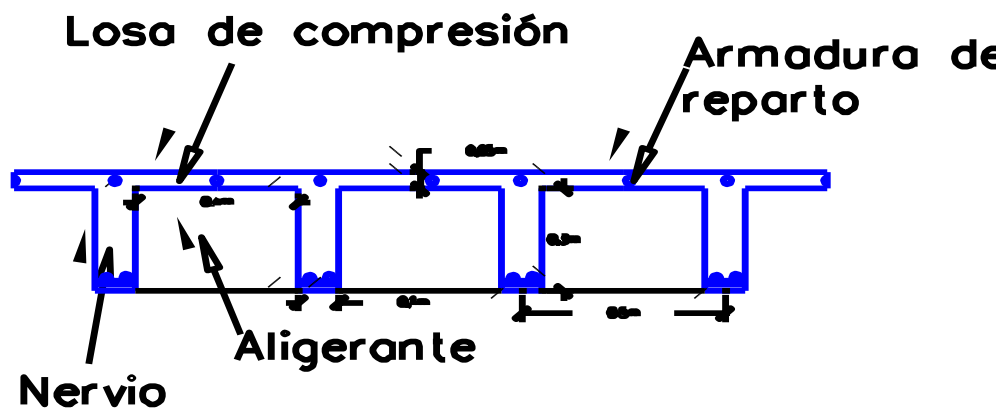
Diseño de la losa reticular

Dimensiones de la losa reticular para las luz de 7,3m x 7,13m

Dimensiones de la losa reticular

Dimensiones de la losa reticular (7,3m x7,15m)	
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	730
Recubrimiento	3,5
Altura útil de Losa	31,5

Fig.3.31 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-}	4,68	\leq	5,59	=2 ϕ 10+2 ϕ 16 c/Nervio
M_{y+}	2,08	\leq	2,35	=3 ϕ 10 c/Nervio
M_{x-}	4,52	\leq	5,59	=2 ϕ 10+2 ϕ 16 c/Nervio
M_{x+}	1,98	\leq	2,35	=3 ϕ 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 de la Zapata Aislada

Se realiza la verificación de la zapata correspondiente a la columna C-57 con las características que se indican a continuación:

$$N = 144620 \text{ kg}$$

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$Q_x = 700 \text{ kg}$$

$$f_{cd} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_y = -240 \text{ kg}$$

$$f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_x = -380 \text{ kg.m}$$

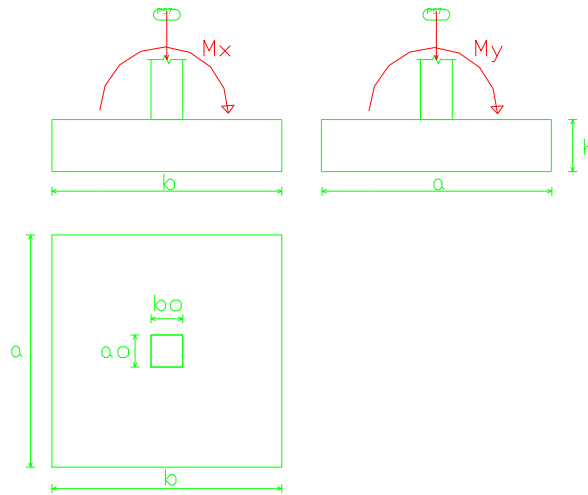
$$\sigma_{adm} = 1,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_y = -30 \text{ kg.m}$$

$$b_0 = 40 \text{ cm}$$

$$a_0 = 40 \text{ cm.}$$

Fig.3.32: Geometría de la zapata



Fuente: Elaboración Propia

Cálculo del área necesaria:

$$\sigma = \frac{N + P}{A} \leq \sigma_{adm}$$

Despejando el área se tiene:

$$A = \frac{1,05 \cdot 144620}{1,8} = 84361,66 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} \text{ entonces } a = b = 290,45 \text{ cm}^2$$

$$a = 300 \text{ cm} \qquad b = 300 \text{ cm}$$

Con un recubrimiento de $r = 5 \text{ cm}$. la altura de la zapata será:

Calculo del canto útil:

$$fvd = 0,5 \cdot \sqrt{fcd} \qquad fvd = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = \frac{4 \cdot fvd}{\gamma \cdot \sigma} \qquad K=8,96$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2K-1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \quad d_1 = 55,62 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2(a-a_0)}{4+K} \quad d_2 = 40,12 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2(b-b_0)}{4+K} \quad d_3 = 40,12 \text{ cm}$$

Con un recubrimiento de $r=5\text{cm}$. La altura de la zapata será:

$$h = d_1 + r = 55,62 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 61,62 = 65 \text{ cm}$$

$$h = 65 \text{ cm.}$$

Corrección de Momentos:

$$M_x^I = M_x + Q_x * h \quad M_x^I = 0,822 \quad \text{tn.m} = 75000 \text{ kg.cm}$$

$$M_y^I = M_y + Q_y * h \quad M_y^I = -0,186 \quad \text{tn.m} = -18600 \text{ kg.cm}$$

Calculo del peso propio de la zapata:

$$P_p = \text{Vol} \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = a \cdot b \cdot h \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 14625 \text{ kg}$$

Corrección de la Normal:

$$N'' = N + P_p = 144620 + 14625 = 159245 \text{ kg}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N''}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x^I}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y^I}{a^2 \cdot b} \quad 1,790 \text{ kg/cm}^2 < 1,8 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

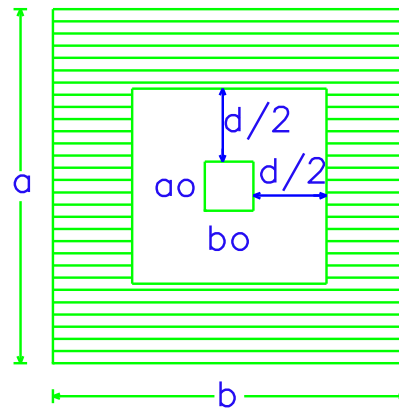
Verificación al vuelco:

$$\gamma_x = \frac{N''}{M_y''} \cdot \frac{a}{2} = 7962,2 > 1,5 \quad \text{Cumple}$$

$$\gamma_y = \frac{N''}{M_x''} \cdot \frac{b}{2} = 628 > 1,5 \quad \text{Cumple}$$

Verificación al punzonamiento:

Fig.3.33 Geometría de la Zapata a Punzonamiento



Fuente: Elaboración Propia

$$Vd = \sigma_t \cdot (a \cdot b - (a_o + d) \cdot (b_o + d))$$

$$Vd = 1,79 \cdot (300 \cdot 300 - (40 + 60) \cdot (40 + 60))$$

$$Vd = 143200 \text{ kg}$$

$$f_{cv} = 0,282 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$P_c = ((a_o + d) + (b_o + d)) \cdot 2$$

$$f_{cv} = 0,282 \cdot \sqrt[3]{250^2}$$

$$P_c = ((40 + 60) + (40 + 60)) \cdot 2$$

$$f_{cv} = 11,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_c = 400 \text{ cm}$$

$$V_{cu} = 2 \cdot f_{cv} \cdot P_c \cdot d$$

$$V_{cu} = 2 \cdot 11,19 \cdot 400 \cdot 60$$

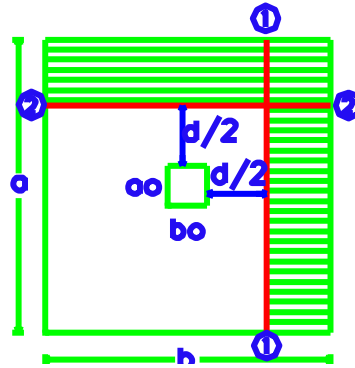
$$V_{cu} = 537120 \text{ kg}$$

$$V_{cu} > V_d$$

$$537120 \text{ kg} > 143200 \text{ kg. Ok}$$

Verificación a flexión:

Fig.3.34 Geometría de la Zapata a Flexión



Fuente: Elaboración Propia

Sección 1-1

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot a \cdot d$$

$$V_{cu} = 11,19 \cdot 300 \cdot 60$$

$$V_{cu} = 201420 \text{ kg}$$

$$V_{d2} = \sigma_t \cdot a \cdot \left(\frac{b}{2} - \frac{bo}{2} - \frac{d}{2} \right)$$

$$V_{d2} = 1,79 \cdot 300 \cdot \left(\frac{300}{2} - \frac{40}{2} - \frac{60}{2} \right)$$

$$V_{d2} = 53700 \text{ kg}$$

$$V_{cu} > V_{d2}$$

$$201420 \text{ kg} > 53700 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

Sección 2-2

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b \cdot d$$

$$V_{cu} = 201420 \text{ kg}$$

$$V_{d2} = \sigma_t \cdot b \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{ao}{2} - \frac{d}{2} \right)$$

$$V_{d2} = 53700 \text{ kg}$$

$$V_{cu} > V_{d2}$$

$$201420 \text{ kg} > 53700 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

Comprobación de esfuerzos con peso propio de la zapata:

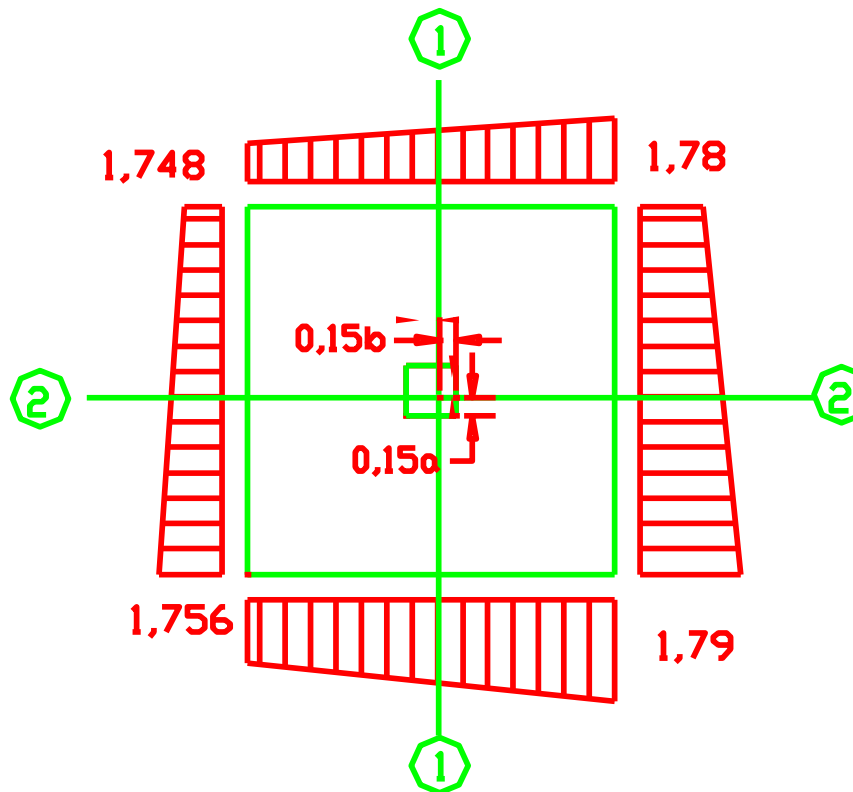
$$\sigma_{max1} = \frac{N''}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot Mx^I}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot My^I}{a^2 \cdot b} \quad 1,748 \text{ kg/cm}^2 < 1,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max2} = \frac{N''}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot Mx^I}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot My^I}{a^2 \cdot b} \quad 1,780 \text{ kg/cm}^2 < 1,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max3} = \frac{N''}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot Mx^I}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot My^I}{a^2 \cdot b} \quad 1,756 \text{ kg/cm}^2 < 1,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max4} = \frac{N''}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot Mx^I}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot My^I}{a^2 \cdot b} \quad 1,790 \text{ kg/cm}^2 < 1,8 \text{ kg/cm}^2$$

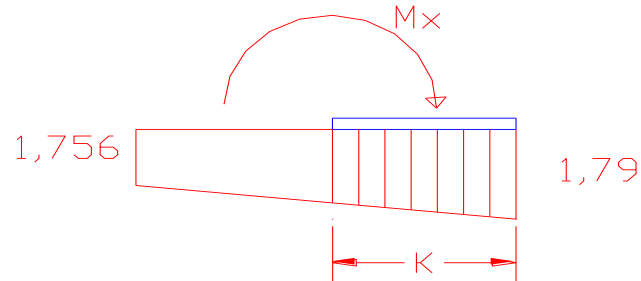
Fig.3.35 Esfuerzos en la zapata



Fuente: Elaboración Propia

Cálculo para 1-1

Fig.3.36: Esfuerzos en la zapata del momento x

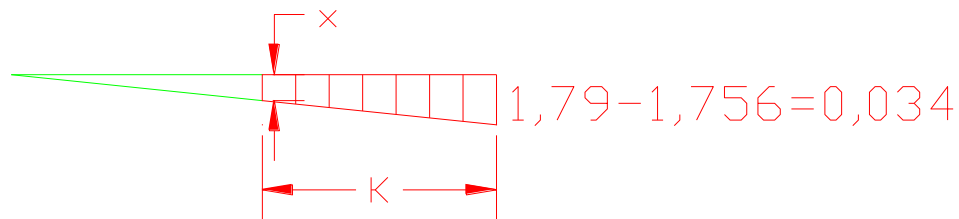


Fuente: Elaboración Propia

$$K = \frac{b}{2} - \frac{bo}{2} + 0,15bo$$

$$K=136\text{cm}$$

Fig.3.37: Esfuerzo a una distancia de k



Fuente: Elaboración Propia

$$\frac{0,034}{300} = \frac{x}{300 - 136}$$

$$X=0,0186 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_x = 1,756 + 0,0186 = 1,775 \text{ kg/cm}^2$$

$$Md=1,775 \cdot \frac{K^2}{2} + (1,9-1,775) \cdot \frac{K}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot K$$

$$Md=17185,86 \text{ Kg.cm}$$

Cálculo de la armadura necesaria:

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{a \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_a = 0,023$$

$$\omega_a = \mu_a \cdot (1 + \mu_a) \quad \omega_a = 0,0235$$

$$A_s = \frac{\omega_a \cdot a \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 15,66 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima:

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 300 \cdot 60 = 27 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se adopta como cuantía requerida:

$$A_s = 27 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerara el siguiente diámetro: $\Phi = 20 \text{ mm}$

con un área de $A_{s\Phi20} = 3,14 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\Phi20}} = \frac{27}{3,14} = 8,60$$

Se utilizara: $9\Phi20$

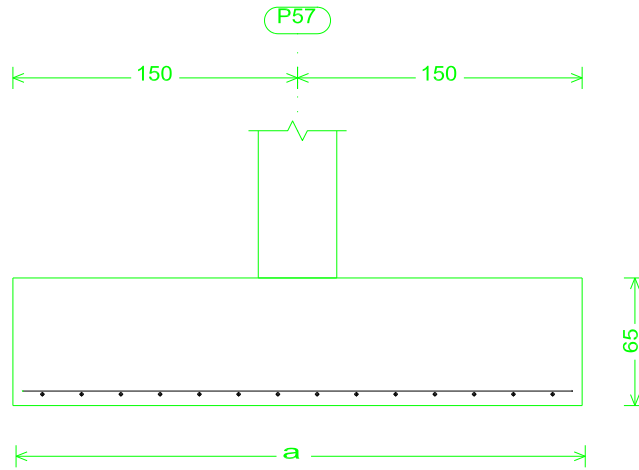
El espaciamiento será:

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

$$s = \frac{300 - 2 \cdot 5}{9 - 1} = 34 \text{ cm}$$

Se utilizara: $9\Phi20 \text{ c}/30 \text{ cm}$

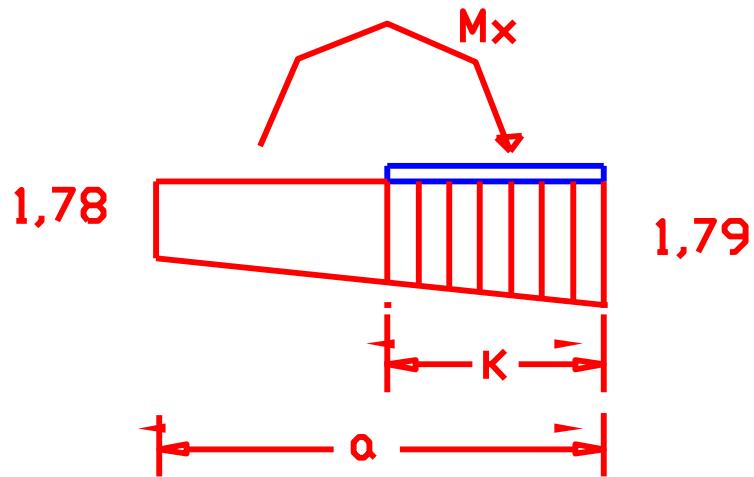
Fig.3.38 Zapata



Fuente: *Elaboración Propia*

Cálculo para 2-2

Fig.3.39: Esfuerzos en la zapata del momento

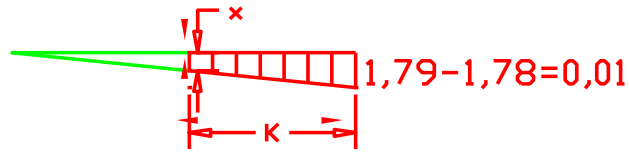


Fuente: *Elaboración Propia*

$$K = \frac{a}{2} - \frac{a\sigma}{2} + 0,15ba$$

$$K=136\text{cm}$$

Fig.3.40: Esfuerzo a una distancia de k



Fuente: Elaboración Propia

$$\frac{0,01}{300} = \frac{x}{300 - 136}$$

$$X=0,0055 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_x = 1,78 + 0,0055 = 1,785 \text{ kg/cm}^2$$

$$Md=1,785 \cdot \frac{K^2}{2} + (1,79-1,785) \cdot \frac{K}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot K$$

$$Md=16538,5 \text{ Kg.cm}$$

Cálculo de la armadura necesaria:

$$\mu_a = \frac{Mad}{a \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_a = 0,0233$$

$$\omega_a = \mu_a \cdot (1 + \mu_a) \quad \omega_a = 0,0238$$

$$A_s = \frac{\omega_a \cdot a \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 16,93 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima:

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 300 \cdot 60 = 27 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se adopta como cuantía requerida:

$$A_s = 27 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\Phi 20}} = \frac{27}{3,14} = 8.60$$

Se utilizara: $9\Phi 20$

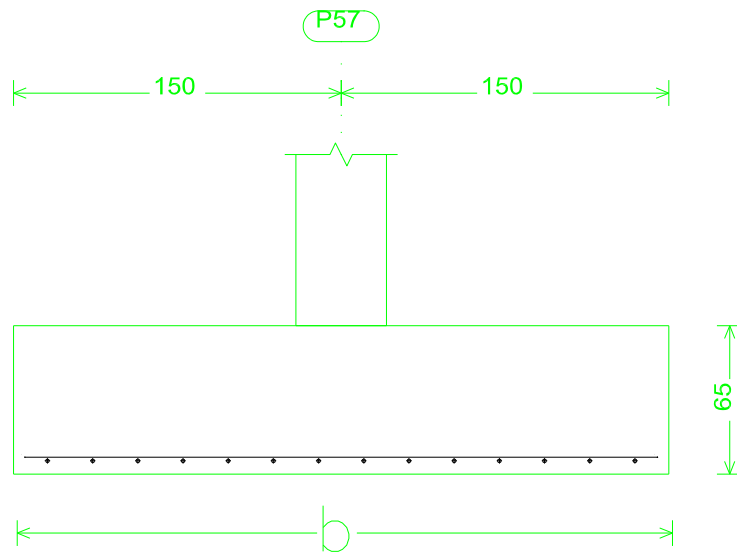
El espaciamiento será:

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

$$s = \frac{300 - 2 \cdot 5}{9 - 1} = 34 \text{ cm}$$

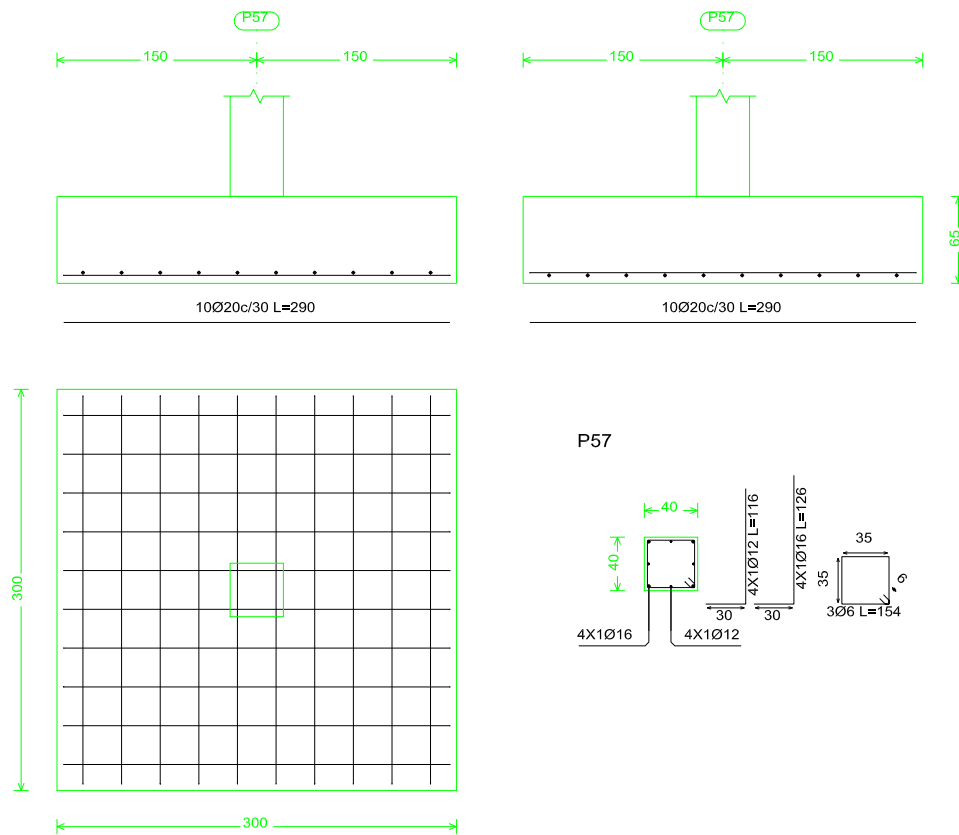
Se utilizara: $9\Phi 20 \text{ c}/30 \text{ cm}$

Fig.3.41: Zapata



Fuente: Elaboración Propia

Fig.3.42: Disposición de la Armadura de la Zapata



Fuente: Cypecad

Resumen General de los Resultados:

Cuadro 3.16 Resumen General para la Zapata

Zapata C-15	Armadura adoptada	Armadura CYPECAD	Diferencia (%)
Dimensiones	300x300x65	300x300x65	0
Armadura en dirección de x	9 Φ 20 c/30	10 Φ 20 c/29	10
Armadura en dirección de y	9 Φ 20 c/30	10 Φ 20 c/29	10

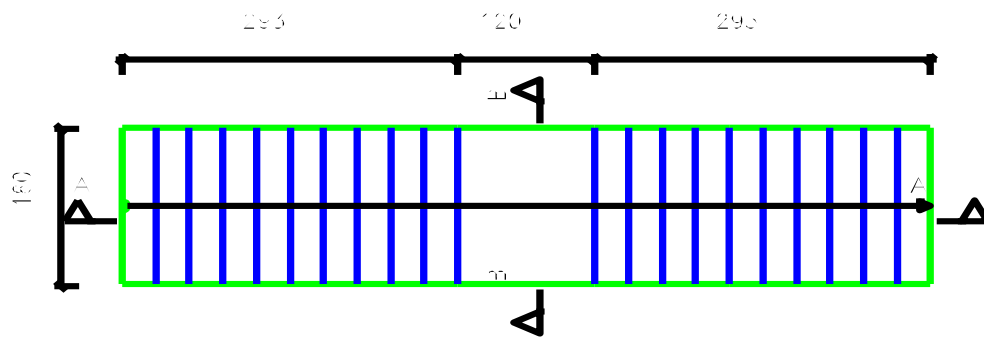
3.5.6. Obras Complementarias

3.5.6.1. Escaleras

Verificación del Diseño de la Escalera 1

Debido a su inclinación y poca luz estas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen 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.

Fig.3.43: Vista en Planta Escalera



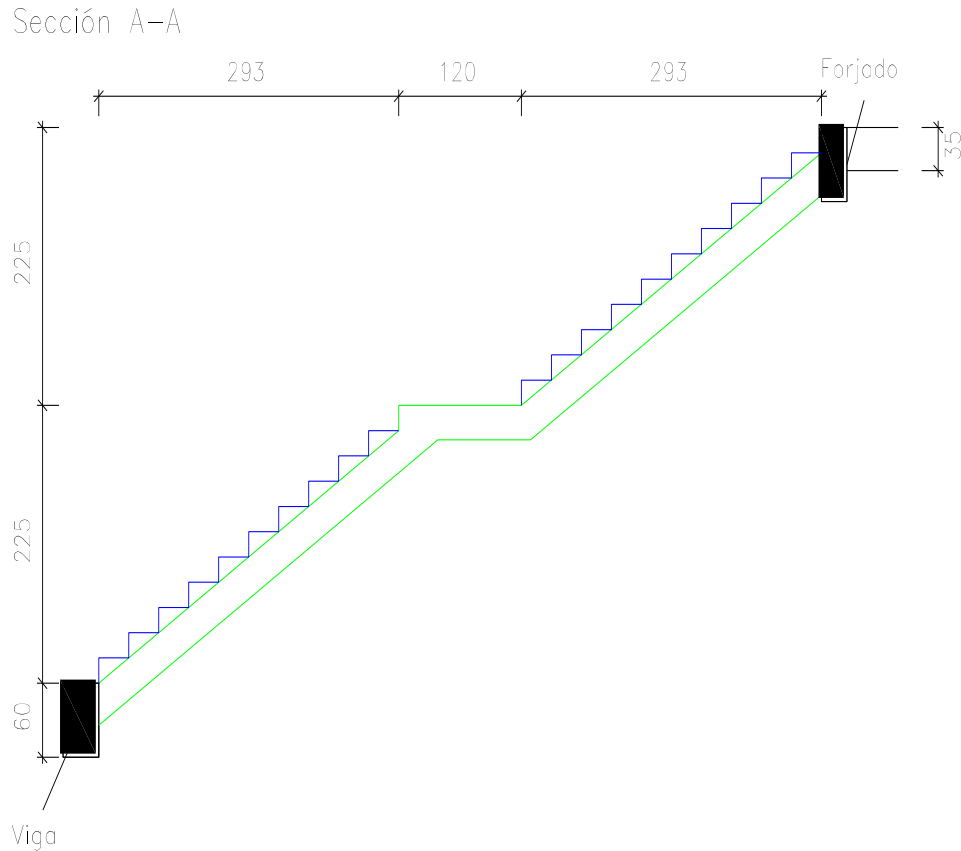
Fuente: Cypecad

Escalera 1

Geometría

Huella	$h = 0,3 \text{ m}$
Contrahuella	$ch = 0,2 \text{ m}$
Nº de peldaños	$N^\circ = 22$
Hormigón	$f_{cd} = 166,67 \text{ kg/m}$
Acero	$f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$
Desnivel a salvar	$Z = 4,5 \text{ m}$
Ancho de la rampa	$a = 1,60 \text{ m}$
Espesor	$t = 0,28 \text{ m}$
Recubrimiento Geométrico	$r = 3,00 \text{ cm}$

Fig.3.44 Características Geométricas de la Escalera



Fuente: Cypecad

Sobrecarga:

La sobrecarga de uso que se asumió fue de 400 kg/m²

$$\text{Sobrecarga} = q_{sc} \cdot a = 400 \cdot 1,6 = 640 \text{ kg/m}$$

Cargas sobre la losa tramo 1:

$$\text{Vol}_{\text{rampa}} = t \cdot a \cdot l = 0,28 \cdot 1,6 \cdot \sqrt{2,25^2 + 2,93^2} = 1,65 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol}_{\text{peldaño}} = \frac{h \cdot ch}{2} \cdot a \cdot N^{\circ} \text{peldaños} = \frac{0,3 \cdot 0,2}{2} \cdot 1,60 \cdot 10 = 0,48 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso}_{\text{escalera}} = \text{Vol}_{\text{escalera}} \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = (1,65 + 0,48) \cdot 2500 = 5325 \text{ Kk}$$

$$q_{\text{escalera}} = \frac{\text{Peso}_{\text{escalera}}}{A_{\text{rampla}}} \cdot a = \frac{5325}{2,93 \cdot 1,6} \cdot 1,60 = 1817,4 \text{ kg/m}$$

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

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

$$\text{Carga muerta total} = q_{\text{escalera}} + q_{\text{barandilla}} + q_{\text{acabado}} = 1997,4 \text{ kg/m}$$

La carga total sobre la rampla será:

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

$$q_r = (1997,4 + 640) \cdot 1,6$$

$$q_r = 4220 \text{ Kg/m}$$

Carga sobre la losa de descanso

$$q_{\text{descanso}} = t \cdot \gamma_{H^\circ A^\circ} \cdot a = 0,28 \cdot 2500 \cdot 1,60 = 1120 \text{ kg/m}$$

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

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

$$\text{Carga muerta total} = q_{\text{descanso}} + q_{\text{barandilla}} + q_{\text{acabado}} = 1300 \text{ kg/m}$$

La carga total sobre el descanso será:

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

$$q_r = (1300 + 640) \cdot 1,6$$

$$q_r = 3104 \text{ kg/m}$$

Cargas sobre la losa de la rampla 2:

$$\text{Vol}_{\text{rampla}} = t \cdot a \cdot l = 0,28 \cdot 1,6 \cdot \sqrt{2,25^2 + 2,93^2} = 1,65 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol}_{\text{peldaño}} = \frac{h \cdot ch}{2} \cdot a \cdot N^{\circ} \text{peldaños} = \frac{0,3 \cdot 0,2}{2} \cdot 1,60 \cdot 10 = 0,48 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso}_{\text{escalera}} = \text{Vol}_{\text{escalera}} \cdot \gamma_{H^\circ A^\circ} = (1,65 + 0,48) \cdot 2500 = 5325 \text{ kg}$$

$$q_{\text{escalera}} = \frac{\text{Peso}_{\text{escalera}}}{A_{\text{rampla}}} \cdot a = \frac{5325}{2,93 \cdot 1,6} \cdot 1,60 = 1817,4 \text{ kg/m}$$

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

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

$$\text{Carga muerta total} = q_{\text{escalera}} + q_{\text{barandilla}} + q_{\text{acabado}} = 1997,4 \text{ kg/m}$$

La carga total sobre la rampla será:

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

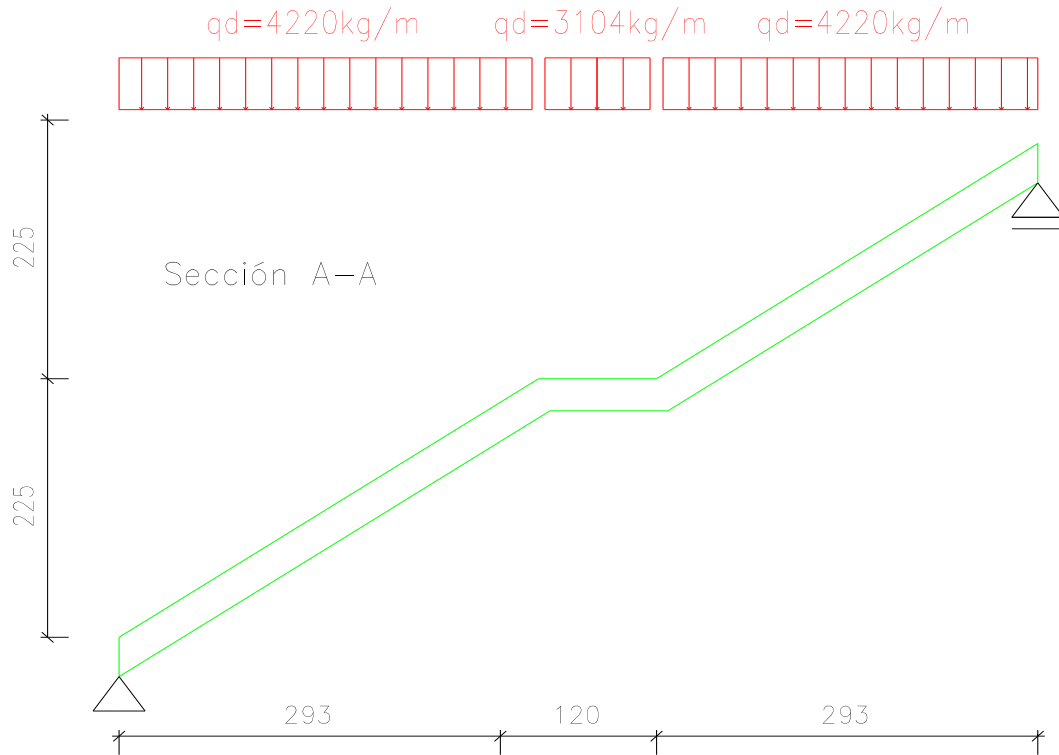
$$q_r = (1997,4 + 640) \cdot 1,6$$

$$q_r = 4220 \text{ kg/m}$$

Diseño de la escalera:

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

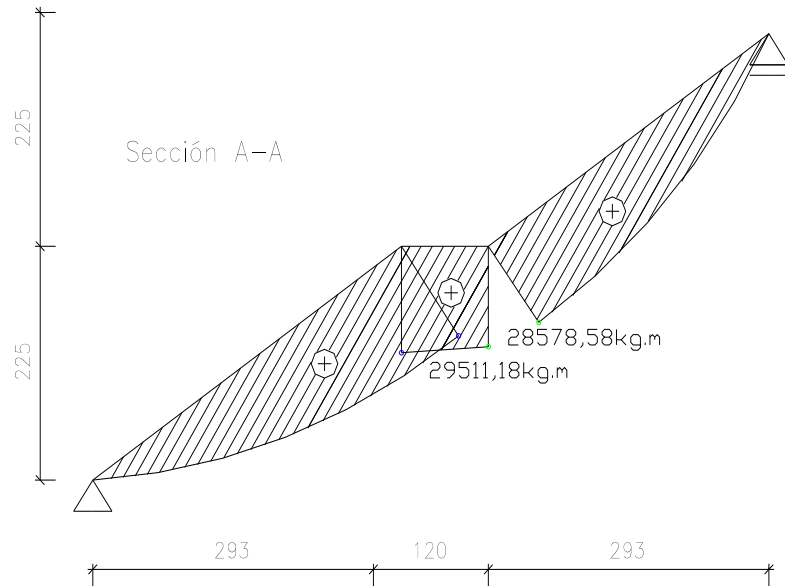
Fig.3.45: Diagrama de momentos de la escalera, como losa simplemente apoyada



Fuente: Elaboración Propia

Que por razones de cálculo podrá considerarse como una losa.

Fig.3.46: Diagrama de momentos positivos



Fuente: Elaboración Propia

Determinación de la armadura longitudinal positiva tramo 1y 2

$M_d = 29511,18 \text{ kg} \cdot \text{m}$ Momento de cálculo

$b_w = a = 1,60 \text{ m}$ Ancho de la rampla

$t = 0,28 \text{ m}$ Espesor de la losa

$r = 0,046 \text{ m}$ Recubrimiento mecánico

$d = 0,234 \text{ m}$ Canto útil

El momento reducido de cálculo será:

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

$$\mu_d = \frac{29511,18 \cdot 100 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{160 \text{ cm} \cdot (23,4 \text{ cm})^2 \cdot 166,67} = 0,202$$

Con: $\mu_d=0,202$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega = 0,2328$

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

$$A_s = 0,2328 \cdot 160 \cdot 23,4 \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2} = 33,41 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot h = 0,0015 \cdot 160 \text{ cm} \cdot 28 \text{ cm} = 6,72 \text{ cm}^2$$

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

Se escogerá el área $A_s = 33,41 \text{ cm}^2$

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

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \Phi 16}} = \frac{33,41}{2,01} = 16,62$$

Se utilizara: 17 $\Phi 16 \text{ mm}$

$$A_{s \Phi 16 \text{ mm}} = 17 \cdot 2,01 \text{ cm}^2 = 34,17 \text{ cm}^2$$

$$34,17 \text{ cm}^2 > 33,41 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 17 $\Phi 16 \text{ mm}$

CYPE: 17 $\Phi 16 \text{ mm}$ c/10 cm

Determinación de la armadura longitudinal positiva tramo **3**

$$M_d = 28578,58 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento de cálculo

$$b_w = a = 1,60 \text{ m}$$

Ancho de la rampla

$$t = 0,28 \text{ m}$$

Espesor de la losa

$$r = 0,046 \text{ m}$$

Recubrimiento mecánico

$$d = 0,234 \text{ m}$$

Canto útil

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$
$$\mu_d = \frac{28578,58 \cdot 100 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{160 \text{ cm} \cdot (23,4 \text{ cm})^2 \cdot 166,67} = 0,195$$

Con: $\mu_d=0,195$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega = 0,2259$

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$
$$A_s = 0,2259 \cdot 160 \cdot 23,4 \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2} = 32,41 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot h = 0,0015 \cdot 160 \text{ cm} \cdot 28 \text{ cm} = 6,72 \text{ cm}^2$$

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

Se escogerá el área $A_s = 32,42 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerara el siguiente diámetro: $\Phi = 16 \text{ mm}$

con un área de $A_{s \Phi 16} = 2,01 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \Phi 16}} = \frac{32,42}{2,01} = 16,21$$

Se utilizará: 17 $\Phi 16 \text{ mm}$

$$A_{s \Phi 16 \text{ mm}} = 17 \cdot 2,01 \text{ cm}^2 = 34,17 \text{ cm}^2$$

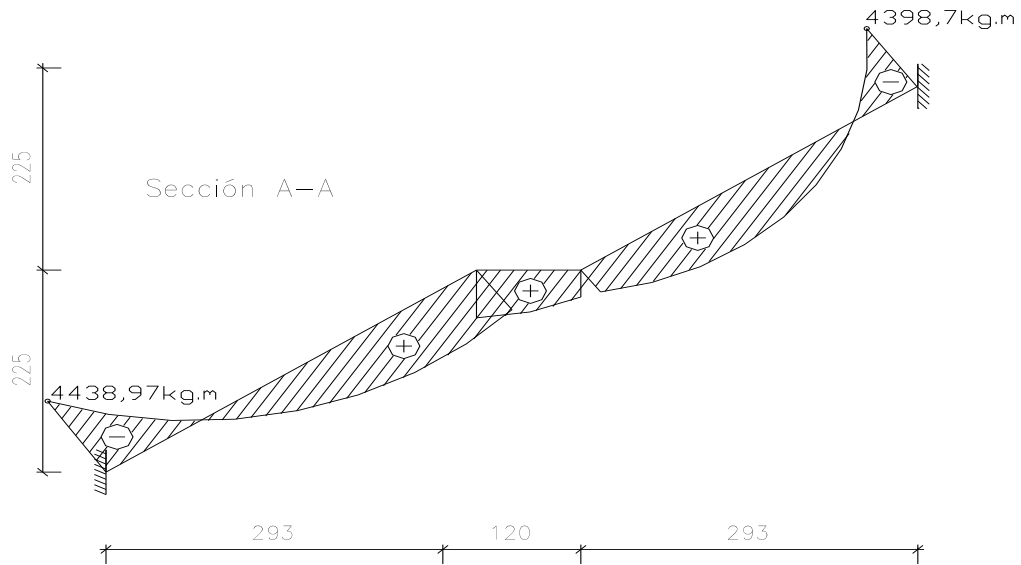
$$34,17 \text{ cm}^2 > 32,42 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 17 Φ 16mm

CYPE: 17 Φ 16mm c/10 cm

Que por razones de cálculo podrá considerarse como una losa.

Fig.3.47 Diagrama de momentos negativos



Fuente: Elaboración Propia

Determinación de la armadura longitudinal negativa tramo 1 y 2

$M_d = 4438,97 \text{ kg. m}$

Momento de cálculo

$b_w = a = 1,60 \text{ m}$

Ancho de la rampla

$t = 0,28 \text{ m}$

Espesor de la losa

$r = 0,046 \text{ m}$

Recubrimiento mecánico

$d = 0,234 \text{ m}$

Canto útil

El momento reducido de cálculo será:

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

$$\mu_d = \frac{4438,97 \cdot 100 \text{ kg. cm}}{160 \text{ cm} \cdot (23,4 \text{ cm})^2 \cdot 166,67} = 0,0304$$

Con: $\mu_d=0,0304$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega = 0,0314$

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

$$A_s = 0,0314 \cdot 160 \cdot 23,4 \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2} = 4,51 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot h = 0,0015 \cdot 160 \text{ cm} \cdot 28 \text{ cm} = 6,72 \text{ cm}^2$$

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

Se escogerá el área $A_s = 6,72 \text{ cm}^2$

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:

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\Phi 10}} = \frac{6,72}{0,785} = 8,56$$

Se utilizará: 9 $\Phi 10 \text{ mm}$

$$A_{s\Phi 16 \text{ mm}} = 9 \cdot 0,785 \text{ cm}^2 = \text{cm}^2$$

$$7,065 \text{ cm}^2 > 6,72 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 9 $\Phi 10 \text{ mm}$

CYPE: 9 $\Phi 10 \text{ mm}$ c/15 cm

Determinación de la armadura longitudinal negativa tramo 3

$M_d = 4398,7 \text{ kg} \cdot \text{m}$ Momento de cálculo

$b_w = a = 1,60 \text{ m}$ Ancho de la rampla

$t = 0,28 \text{ m}$ Espesor de la losa

$r = 0,046 \text{ m}$ Recubrimiento mecánico

$d = 0,234 \text{ m}$ Canto útil

El momento reducido de cálculo será:

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

$$\mu_d = \frac{4393,7 \cdot 100 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{160 \text{ cm} \cdot (23,4 \text{ cm})^2 \cdot 166,67} = 0,03$$

Con: $\mu_d = 0,03$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega = 0,0310$

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

$$A_s = 0,0310 \cdot 160 \cdot 23,4 \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2} = 4,44 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot h = 0,0015 \cdot 160 \text{ cm} \cdot 28 \text{ cm} = 6,72 \text{ cm}^2$$

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

Se escogerá el área $A_s = 6,72 \text{ cm}^2$

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:

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \Phi 10}} = \frac{6,72}{0,785} = 8,56$$

Se utilizará: 9 $\Phi 10 \text{ mm}$

$$A_{s \Phi 10} = 9 \cdot 0,785 \text{ cm}^2 = 7,065 \text{ cm}^2 > 6,72 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 9 $\Phi 10 \text{ mm}$

CYPE: 9 $\Phi 10 \text{ mm}$ c/15 cm

Armadura Transversal

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{166,67} = 6,455 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 6,455 \text{ kg/cm}^2 \cdot 160 \text{ cm} \cdot 23,4 \text{ cm} = 24167,52 \text{ kg}$$

Verificación para el requerimiento de la armadura transversal.

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$14374,46 \text{ kg} \leq 24167,52 \text{ kg}$$

Sólo se dispondrá de armadura mínima

Máxima separación según la Norma CBH.

Haciendo cumplir el punto 8.2.3.3 de la norma tenemos

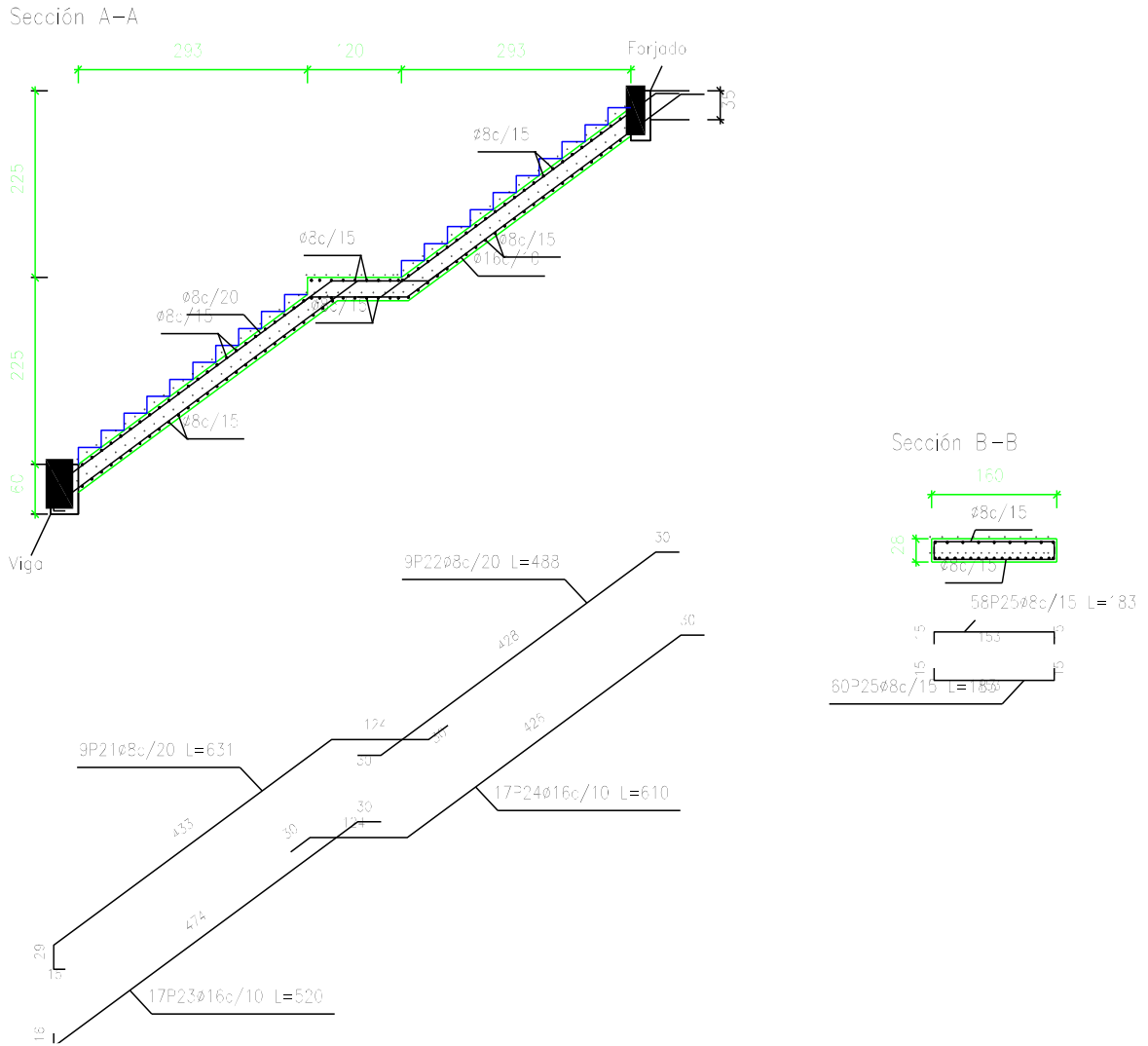
Espaciamiento $s_t \leq 30 \text{ cm}$

$$s_t \leq 0,85d = 0,85 \cdot 23,4 \text{ cm} = 19,89 \text{ cm}$$

$$s_t \leq 3b = 3 \cdot 160 \text{ cm} = 480 \text{ cm}$$

Usa: **$\Phi 8 \text{ mm}$ c/15 cm**

Fig.3.48 Detalle de armadas



Fuente: Cypecad

Cuadro 3.16 Resumen General para la Escalera

Escalera 3	Armadura adoptada	Armadura CYPECAD	Diferencia en (%)
Armadura longitudinal positiva tramo 1 y 2	17Φ16mm	17Φ16mm	0
Armadura longitudinal positiva tramo 3	17Φ16mm	17Φ16mm	0
Armadura longitudinal Negativa tramo 1 y 2	17Φ16mm	17Φ16mm	0
Armadura longitudinal Negativa tramo 3	9Φ10mm	9Φ10mm	0
Armadura transversal	Ø8 c/15	Ø8 c/15	0

3.5.6.2. Diseño de Juntas de Dilatación

Datos:

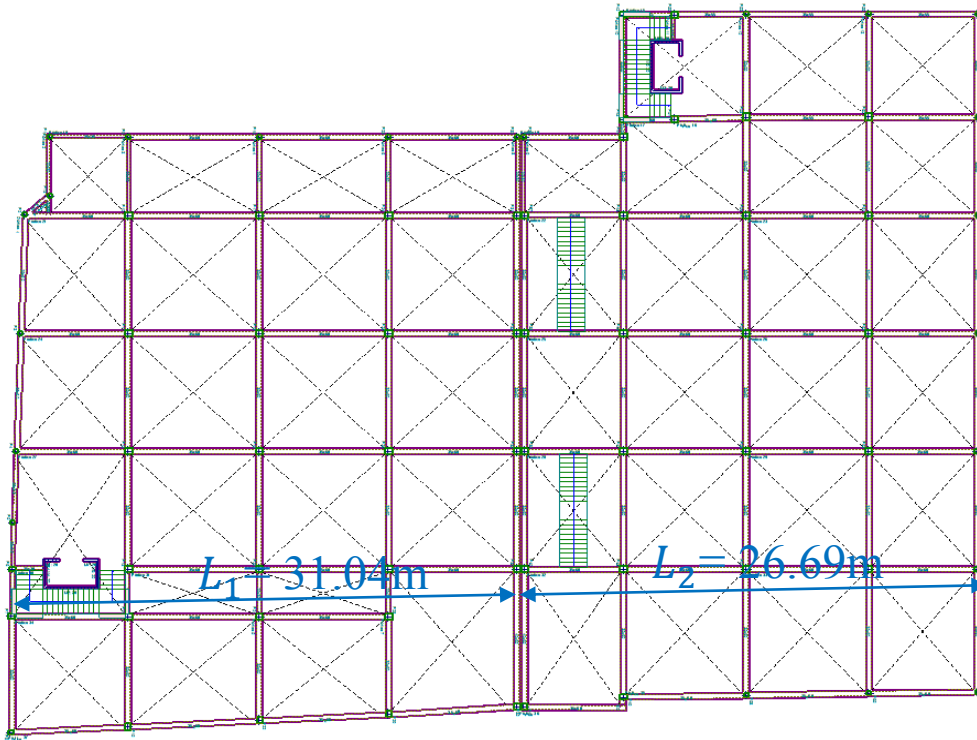
$\alpha = 1,1 \cdot 10^{-5}$ por cada grado centígrado

$L = 31,04 \text{ m}$ y $26,69 \text{ m}$

$T_{\text{máx}} = 33,4^{\circ}\text{C}$

$T_{\text{mín}} = 8,5^{\circ}\text{C}$

Fig.3.49 Detalle de armadas



Fuente: Planos Arquitectonicos

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

$$\Delta T = (33,4 - 8,5) = 24,9^{\circ}\text{C}$$

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

$$\Delta L_1 = \left(\frac{1,1 \cdot 10^{-5}}{^{\circ}\text{C}} \right) \cdot (3104 \text{ cm}) \cdot (24,9^{\circ}\text{C}) = 0,85 \text{ cm}$$

$$\Delta L_2 = \left(\frac{1,1 \cdot 10^{-5}}{^{\circ}\text{C}} \right) \cdot (2669 \text{ cm}) \cdot (24,9^{\circ}\text{C}) = 0,73 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{Total} = 0,85 \text{ cm} + 0,73 \text{ cm} = 1,58 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{Total} = \frac{1,58 \text{ cm}}{2} = 0,79 \text{ cm}$$

Por razones constructivas se adoptara **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 5

3.6.4. Presupuesto General

Se obtuvo en función a los cálculos métricos y precios unitarios correspondientes a cada ítem. Llegando a un presupuesto total de la obra de Bs. 6.723.216,18 que corresponde solo a los ítems dispuestos, este será una parte del presupuesto total de la obra dado que faltan otros módulos. Véase Anexo 6

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 Office 2007) y se lo hizo como se definió en el marco teórico. Véase Anexo 8

CAPITULO IV

APORTE ACADÉMICO (DISEÑO DE
LOSA RETICULAR)

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.

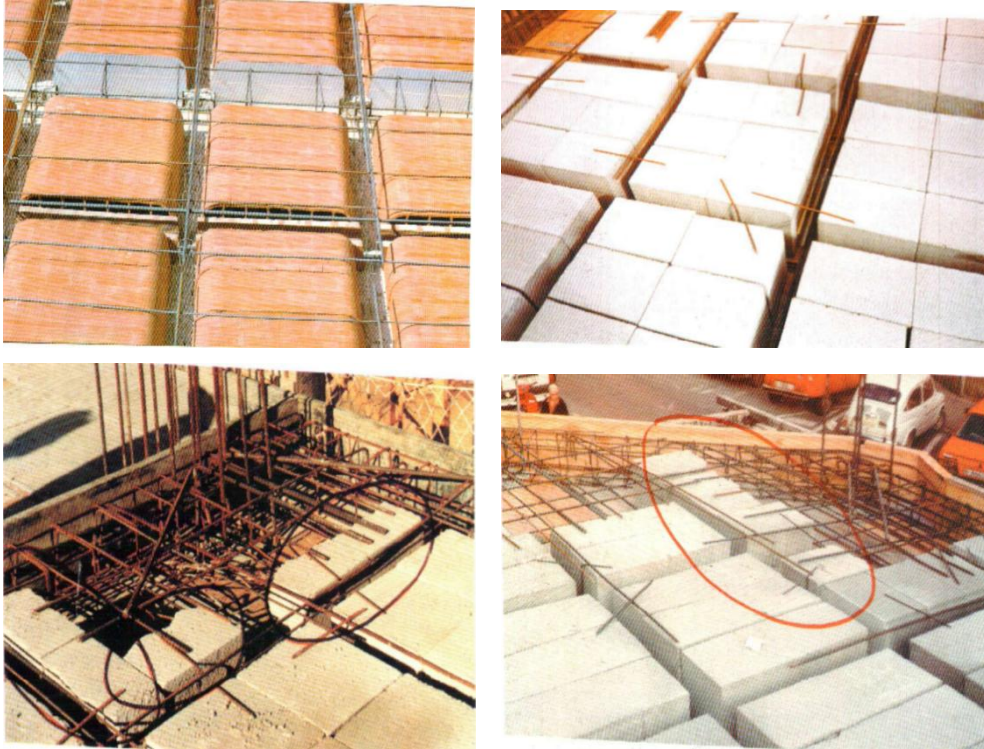
Para garantizar los resultados de cálculo y diseño se aplicaran las recomendaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH87), Normativa que es guía fundamental en Bolivia para el diseño de estructuras urbanas.

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.

Fig. 4.1 Forjados Reticulares con Casetones de Aligeramiento Perdido



Fuente: Florentino Regalado. *Los Forjados Reticulares*

Fig. 4.2 Forjados Reticulares con Casetones de Aligeramiento Recuperable



Fuente: Florentino Regalado. *Los Forjados Reticulares*

Fig. 4.3 Forjados reticulares con Casetones de Aligeramiento Especiales

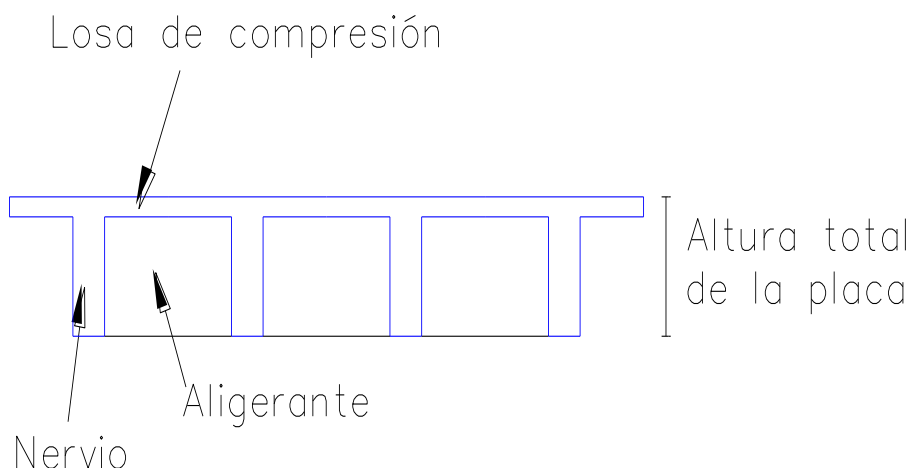


Fuente: Florentino Regalado. Los Forjados Reticulares

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.

Fig. 4.4 Geometría de la Losa Reticular



Fuente: *Elaboración propia*

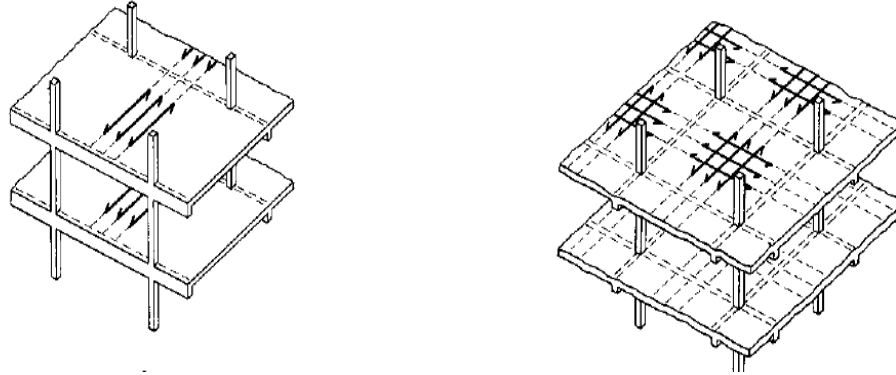
En base a estos parámetros es criterio del proyectista identificar y definir las dimensiones de los aligerantes, la altura de la carpeta de compresión, así como el ancho del nervio, a pesar que existen ciertos parámetros orientativos que ayudan definir estos parámetros de manera adecuada.

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.

Figura 4.5 Tipos de forjados

Unidireccionales **FORJADOS** Bidireccionales

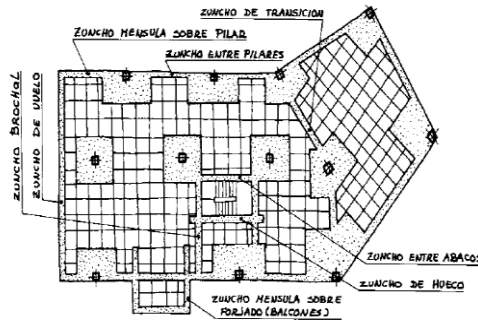


Fuente: Placas y forjados reticulares, Proyecto de estructuras. 2003

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 4.6 Forjados Reticulares

Forjados reticulares



Fuente: Placas y forjados reticulares, Proyecto de estructuras. Noviembre 2003

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 de la placa alrededor de un pilar, que se resalta, En las placas aligeradas, su existencia es preceptiva, pudiendo ir acompañado o no de capitel. Puede tener el mismo peralte que la placa o losa; pero también puede prolongarse hacia el inferior de la placa.

4.2.1. Diseño a flexión

Determinación de la altura de la losa reticular:

$$(1) h_{LR} \geq \frac{L}{25}$$

$$(2) \frac{L}{24} \leq h_{LR} \leq \frac{L}{20}$$

$$(3) h_{LR} = \frac{h_{min}}{0,58} \text{ pero:}$$

$$h_{min} = \frac{\sum \text{Lados continuos} + (\sum \text{Lados discontinuos}) * 1,25}{200} + 2,5 \text{ cm}$$

$$h = h_{LR} - h_{carpeta \text{ de compresión}}$$

Ancho de nervio b_N :

$$b_N \geq \frac{h_{LR}}{3,5}$$

Condiciones para el diseño:

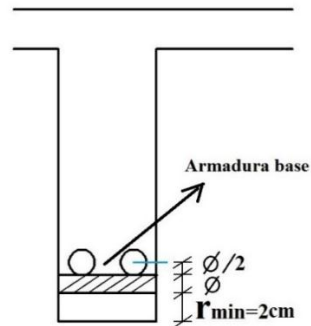
$$h_{LR} \leq 3,5 \cdot b_N \quad ; \quad b_N = \text{Ancho de nervio}$$

La norma admite como diámetro mínimo hasta 8mm, pero a fin de evitar desproporción en los refuerzos, se asumirá como armadura base 2 barras de 10mm:

Recubrimiento mecánico rm :

$$rm \leq r_{\text{mínimo}} + \phi_{\text{base}} + \frac{\phi_{\text{base}}}{2}$$

Figura 4.7: 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)

$$e_L > 3 \text{ cm}$$

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 $\geq 3\text{‰}$ cm

$$A_{S_{\min}} \geq 3\text{‰} \cdot b \cdot h$$

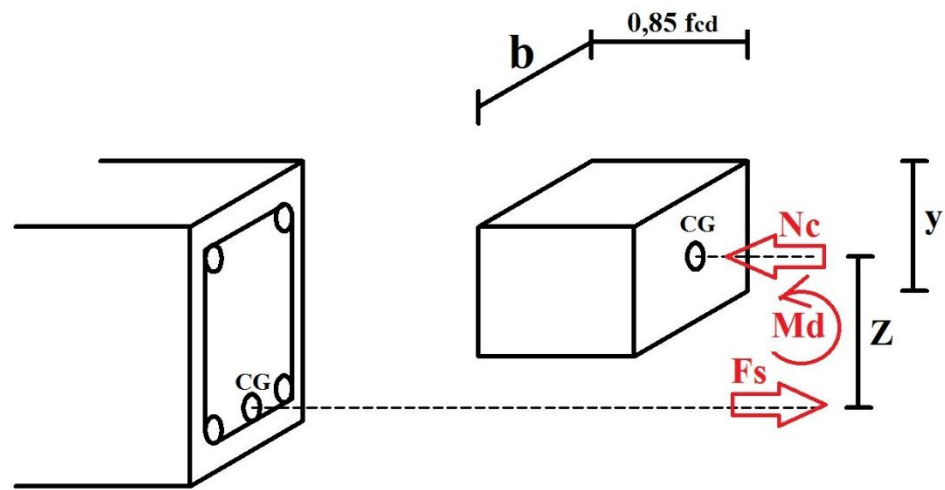
Con la armadura base, en cada nervio:

$$\phi_{\text{base}} = 10 \text{ mm}$$

Ancho analizado 1m :

Basado en:

Figura 4.8 Diagrama Rectangular



Fuente: Elaboración Propia

De la ecuación:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Donde:

$$\sigma = f_{yd} ; A = A_s \text{ (Area del acero)}$$

$$F = f_{yd} \cdot A_s$$

$$\mathbf{F = Fs}$$

$$Fs = f_{yd} \cdot A_s$$

Para un diseño óptimo lo que se busca es que $F_s = N_c$: de manera que el acero y el hormigón tengan la misma fuerza de tracción y compresión respectivamente, por tanto:

$$N_c = F_s$$

Pero:

$$N_c = \text{Volumen del paralelepípedo} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$$

Momento de diseño M_d :

$$M_{d_{2\phi 10 \text{ c/N}}} = N_c \cdot z$$

$$M_{d_{2\phi 10 \text{ c/N}}} = N_c \cdot \left(h_{LR} - r_m - \frac{y}{2} \right)$$

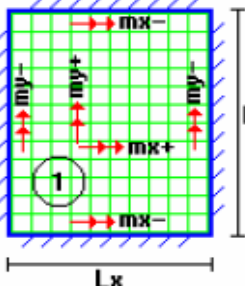
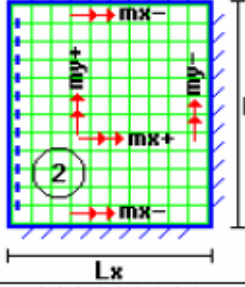
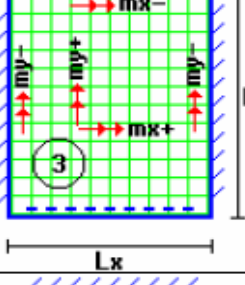
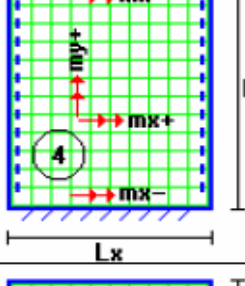
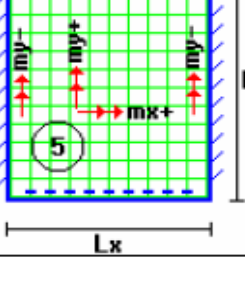
De los momentos conocidos en cada banda (o franja) a cada nervio le corresponde; por una simple regla:

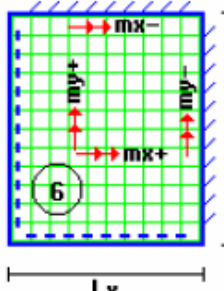
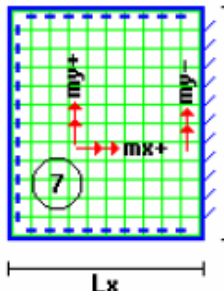
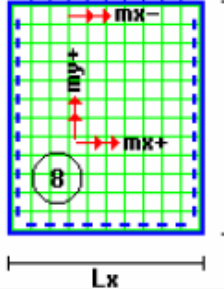
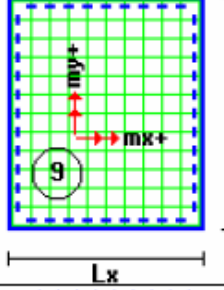
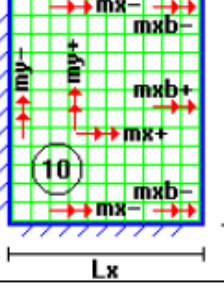
$$1\phi 10 = 0,785 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad M_{d_{2\phi 10 \text{ c/N}}} \text{ kN}$$

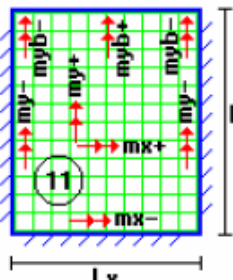
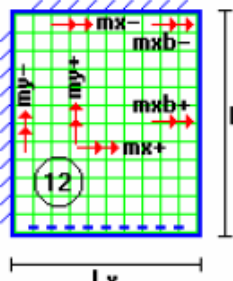
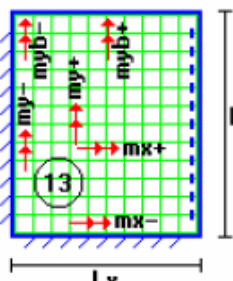
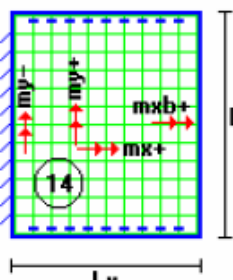
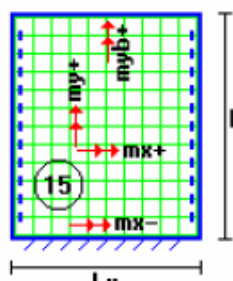
$$A_s \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \mathbf{Mto. kN}$$

A continuación se presentan las tablas de cálculo para losas reticulares:

Tabla 4.1 Coeficientes para el diseño de losas nervadas 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
 <p>1</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	200	241	281	315	336	339
 <p>2</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	265	347	443	545	635	691
 <p>3</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	265	297	322	339	345	339
 <p>4</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x-} m_{x+}	323	456	644	894	1191	1479
 <p>5</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x+}	323	340	351	354	348	335

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	406	489	572	644	693	712
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x+}	569	630	681	715	729	718
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x-} m_{x+}	569	754	979	1230	1469	1644
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x+}	969	1170	1371	1550	1684	1749
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{xb-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{xb-} m_{x+} m_{xb+}	355	567	944	1637	2935	5348
			542	664	834	1084	1494	2205
			113	128	125	86	14	7
			698	800	925	1086	1298	1552
			898	1132	1452	1886	2456	3131
			344	384	432	490	563	639
			471	596	766	993	1278	1575

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	355	337	327	326	326	326
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{xb-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{xb-} m_{x+} m_{xb+}	789	1230	1768	3216	5298	8520
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	789	758	718	679	674	672
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x+} m_{xb+}	1937	2866	4277	6355	9192	12510
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	1937	1941	1895	1800	1676	1620

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x+} m_{xb+}	2005	3182	5274	9241	17450	36620
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{yb+} m_{x+}	2005	1908	1795	1678	1654	1651
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{xb-} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{x-} m_{xb-}	11330	13660	15920	17770	18820	18680

Fuente: Hormigón Armado Escuela Politécnica del Ejército

Simbología:

- δ : 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)
- Δ : 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

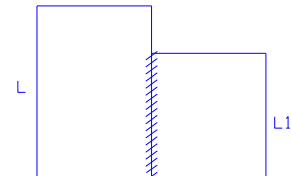
- m_{x+} : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de tramo alrededor del eje x
- m_{xb+} : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje x
- M_{y-} : momento flector negativo máximo alrededor del eje y , por metro de ancho 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

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 entre losas, estas se consideran apoyadas.

Si: $L < 1m$ Se considera apoyada.

$L \geq 1m$ se considera empotrada.

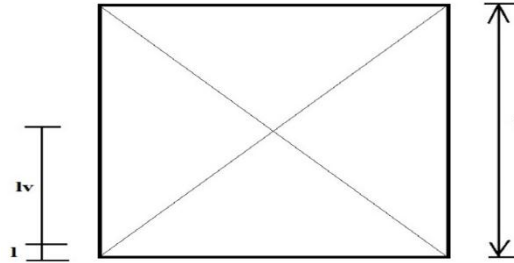
4.2.2. Diseño a cortante

Dimensiones sección crítica (m)

$$l = b_{\text{viga}}/2 + d$$

$$l_v = 10,64/2 - 0,525$$

Fig. 4.9 Dimensiones de la Losa Plana



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:

$$\text{Verificar que: } V_c > V_{cu} \quad \text{Cumpla.}$$

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) 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 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:

$$\Delta_{adm} = \frac{l}{300}$$

Deflexión máxima real de losas:

$$\Delta_{adm} > \Delta_{real} \quad \text{Cumple}$$

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 cm^2/m , cumplirá la condición:

$$A_{s\text{reparto}} \geq 50 \cdot \frac{h}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}} \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Datos:

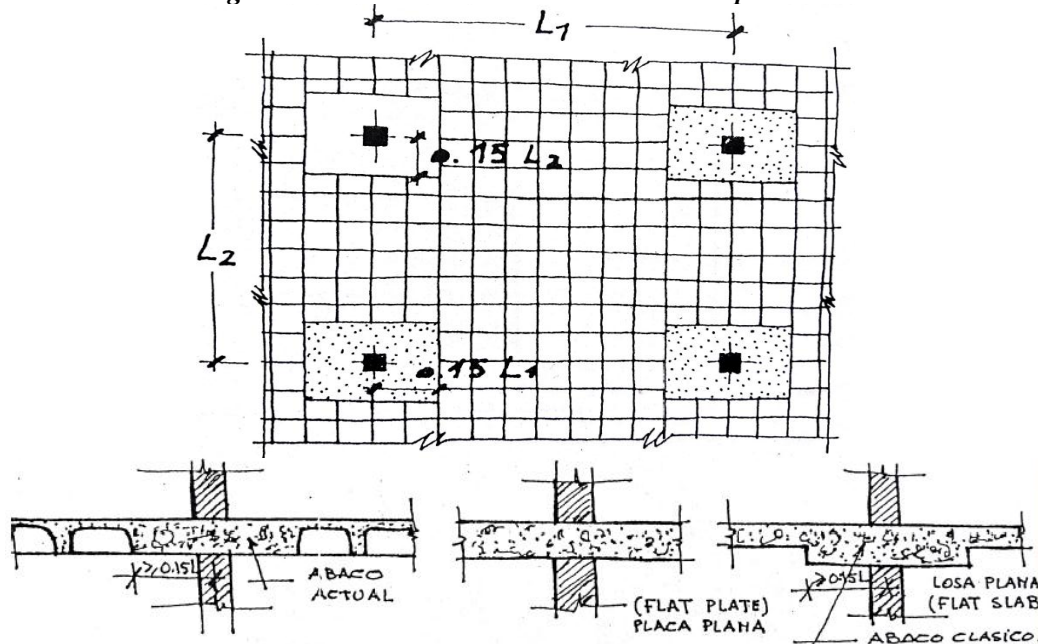
$h =$ Altura de losa de compresión

$f_{sd} = f_{yk} =$ Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto en MPa = f_{yk}

4.2.5. Ábacos

La zona macizada alrededor de los soportes en los forjados reticulares recibe el nombre ábaco, y tiene la misión fundamentalmente de canalizar las cargas que se transportan los nervios a los pilares, y resistir los cortantes de punzonamiento que se producen alrededor de los mismos.

Figura 4.10 Tamaño mínimo recomendable para los ábacos



Fuente: Florentino regalado Tesoro (Diseño de Forjados Reticulares)

4.2.6. Punzonamiento

Si cumple la condición:

$$\tau_{sd} = \frac{\beta \cdot Fsd}{\mu_1 \cdot d} \leq \tau_{rd}$$

Entonces No requiere armadura por punzonamiento (Jiménez Montoya. *Hormigón Armado* Ed.14° Acápite 20.13.)

Donde:

τ_{sd} = Tensión nominal en el perímetro de crítico

F_{sd} = Esfuerzo por punzonamiento de cálculo (Normal)

β = 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

μ_1 = Perímetro crítico

d = Canto útil medio de la losa

τ_{rd} = Tensión máxima resistente en el perímetro crítico

Para la tensión máxima resistente por el hormigón en el perímetro crítico puede tomarse el valor:

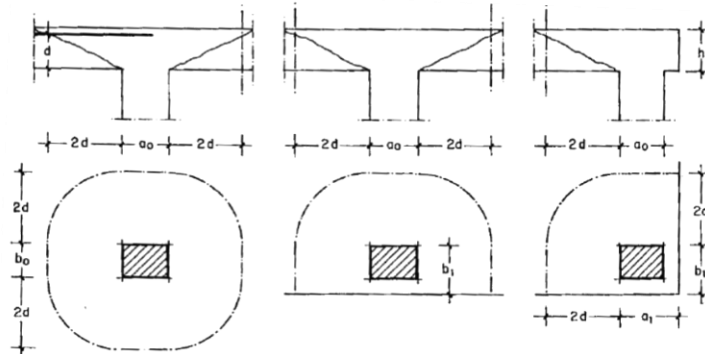
$$\tau_{rd} = 0,12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot fck}$$

Donde:

ρ = La media geométrica de las cuantías en dos direcciones ortogonales.

Fsd = Carga actuante sobre la columna

Figura 4.11 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:

$$\mu_1 = 2 \pi . d + a_o + 2b_1$$

Reemplazando en las ecuaciones:

$$\tau_{rd} \text{ y } \tau_{sd}$$

Finalmente:

$$\tau_{rd} > \tau_{sd} \text{ Cumple.}$$

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.
- 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

Diseño estructural de la losa reticular, además la comparación de diseño mediante dos metodologías, el método de resistencia de materiales y el método de coeficientes.

4.5 Diseño de Losa Reticular (Casetón Perdido con poliestileno expandido)

Dimensionamiento de la losa reticular

Dimensiones de la losa reticular para las luz de 7,3m x 7,13m

Altura de losa reticular

$$L_{\text{promedio}} = \frac{7,3\text{m} + 7,13\text{m}}{2} = 7,22\text{m}$$

Jiménez Montoya

$$h_{Lr} \geq \frac{L}{25} = \frac{7,225\text{m}}{25} = 0,289\text{m}$$

$$h_{Lr} \geq 0,289\text{m}$$

Florentino regalado

$$\frac{L}{24} \leq h_{Lr} \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{7,225\text{m}}{24} \leq h_{Lr} \leq \frac{7,225\text{m}}{20}$$

$$0,301\text{m} \leq h_{Lr} \leq 0,36$$

CBH 87

$$h_{Lr} \geq \frac{L}{28} = \frac{7,225\text{m}}{28} = 0,258\text{m}$$

$$h_{\min} = \frac{\sum \text{lados continuos} + (\sum \text{lados discontinuos}) \cdot 1,25}{200} + 2,5$$

$$h_{\min} = \frac{730 + 713 + 730 + 713}{200} + 2,5$$

$$h_{\min} = 16,93\text{cm}$$

$$h_{Lr} \geq \frac{h_{\min}}{0,58} = \frac{16,93}{0,58} = 29,189\text{cm}$$

Se asumirá $h_{Lr} = 35\text{cm}$

Separación entre nervios

Florentino regalado

CBH 87

La separación de nervios no debe
nervios 1m

Separación máxima entre

exceder de 1m

Se asumirá 50cm

Espesor de la losa de compresión

Florentino regalado

CBH 87

$$3\text{ cm} \leq e \leq 10\text{ cm}$$

$$e > 3\text{cm} \text{ o } \frac{L}{10} = \frac{40\text{ cm}}{10} = 4\text{ cm}$$

Se adoptara $e=5\text{cm}$

Base de nervio

Florentino regalado

CBH 87

ACI

$$b \geq 7\text{ cm}$$

$$b \geq 7\text{cm}$$

$$b \geq \frac{h_{Lr}}{3,5}$$

$$b \geq \frac{h}{4}\text{cm} = \frac{35}{4} = 8,75\text{ cm}$$

$$b \geq \frac{h}{4}\text{cm} = \frac{35}{4} = 8,75\text{ cm}$$

$$b \geq \frac{35}{3,5} = 10\text{ cm}$$

$$b \geq 0,28 H = 0,28 \cdot 35 = 9,8\text{ cm}$$

Se adoptara $b=10\text{ cm}$

Recubrimiento mecánico r_m :

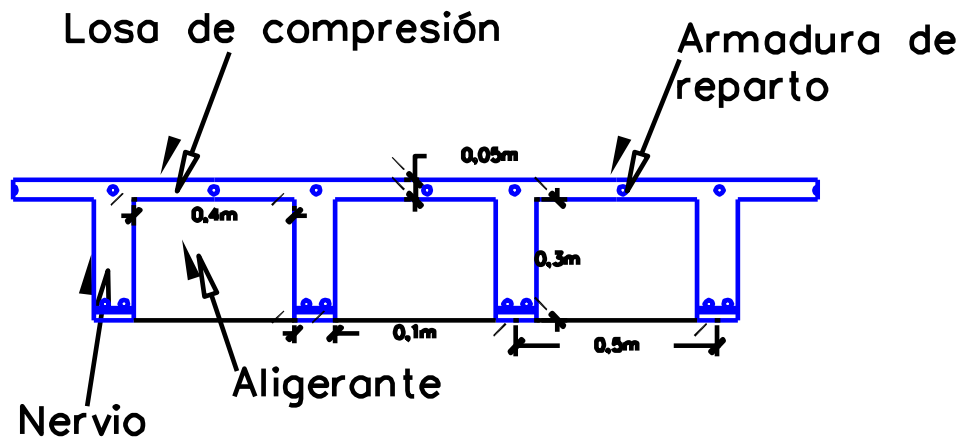
$$r_m \leq r_{\text{mínimo}} + \phi_{\text{base}} + \frac{\phi_{\text{base}}}{2}$$

$$r_m \leq 2 \text{ cm} + 1 \text{ cm} + \frac{1 \text{ cm}}{2}$$

$$r_m \leq 3,5 \text{ cm}$$

Dimensiones de la losa reticular (7,3m x7,15m)	
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	730
Recubrimiento	3,5
Altura útil de Losa	31,5

Fig. 4.12 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 $\geq 3^{\circ}/100 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{\min}} \geq 3^{\circ}/100 \cdot b_N \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} \geq 3^{\circ}/100 \cdot 10 \cdot 35 = 1,05 \text{ cm}^2$$

Equivalente a:

$$2\phi 10 = 2 \cdot 0,785 = 1,57 \text{ cm}^2 \geq A_{s_{\min}} = 1,05 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple.}$$

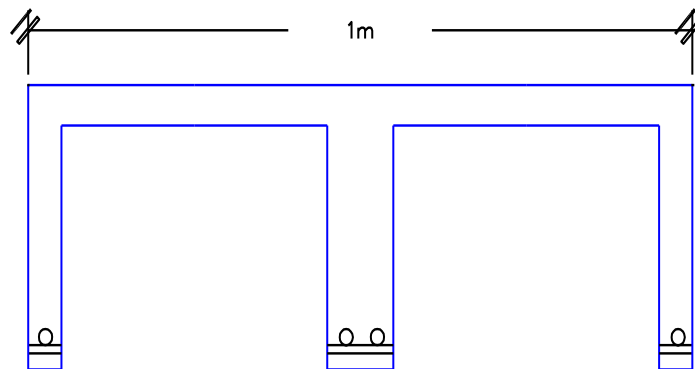
Armadura Base en cada nervio:

Se asumirá como armadura base, 2 barras de $\phi=10\text{mm}$:

$$\text{Armadura Base} = 2\phi 10$$

Ancho analizado 1 m:

Fig. 4.13: 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:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Donde:

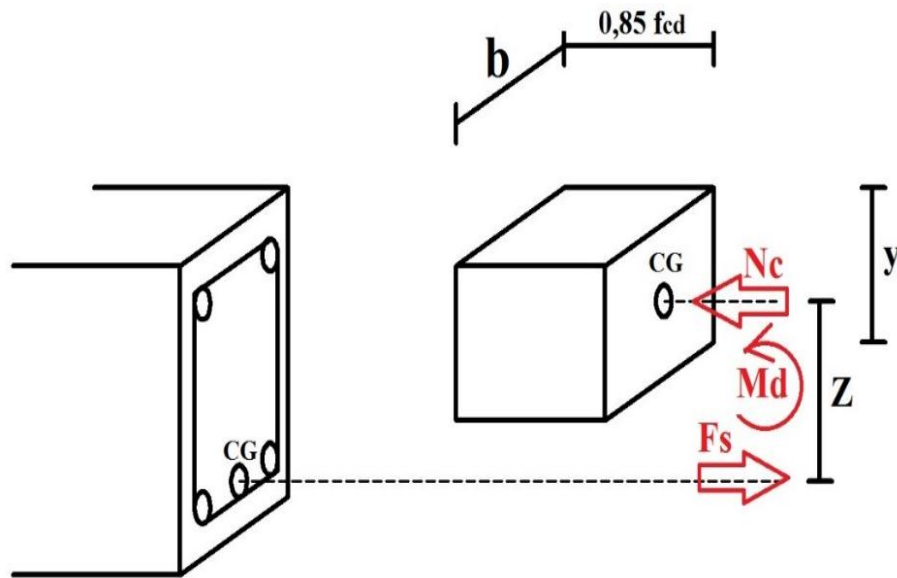
$$F = f_{yd} \cdot A_s$$

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 4.14: Diagrama rectangular:



Fuente: Elaboración propia

$$N_c = F_s$$

Pero:

$$N_c = \text{Volumen del paralelepípedo} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$$

$$13659,1 \text{ kg} = 0,85 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot y$$

De donde se tiene que:

$$y = 0,964 \text{ cm}$$

Momento de diseño **Md**:

$$Md_{2\phi 10 \text{ c/N}} = Nc \cdot z$$

$$Md_{2\phi 10 \text{ c/N}} = Nc \cdot \left(h_{LR} - rm - \frac{y}{2} \right)$$

$$Md_{2\phi 10 \text{ c/N}} = 13659,1 \text{ kg} \cdot \left(35 - 3,5 - \frac{0,964}{2} \right) \text{ cm}$$

$$Md_{2\phi 10 \text{ c/N}} = 4031,88 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} = 4,032 \frac{\text{tn} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Esto significa que:

$$1\phi 10 = 0,785 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Resiste: } \frac{4,234}{4} = 1,008 \text{ tn.m/m}$$

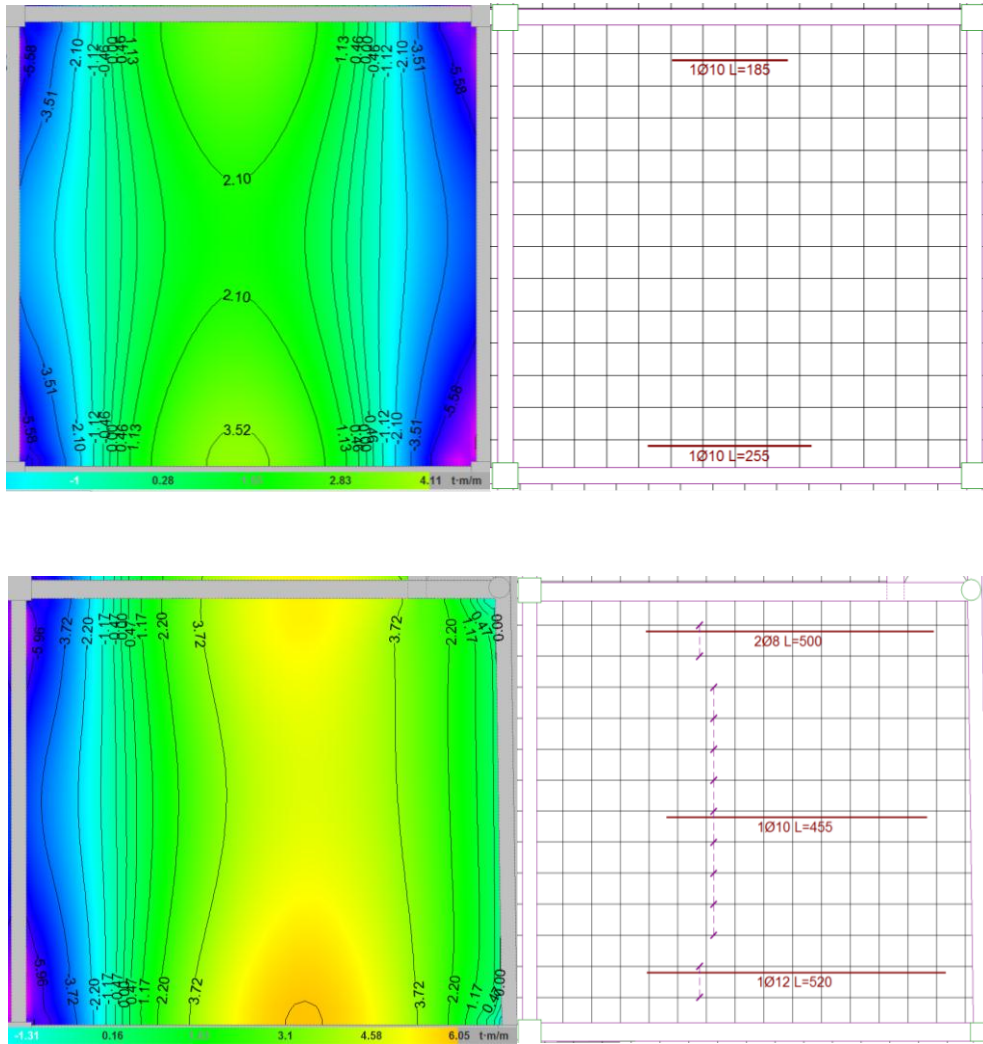
$$2\phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Resiste } 2,016 \text{ tn.m/m}$$

$$3\phi 10 = 2,355 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Resiste } 3,024 \text{ tn.m/m}$$

En caso de ser necesario, se añadirán diámetros mayores en bandas o franjas en las que los momentos sean elevados.

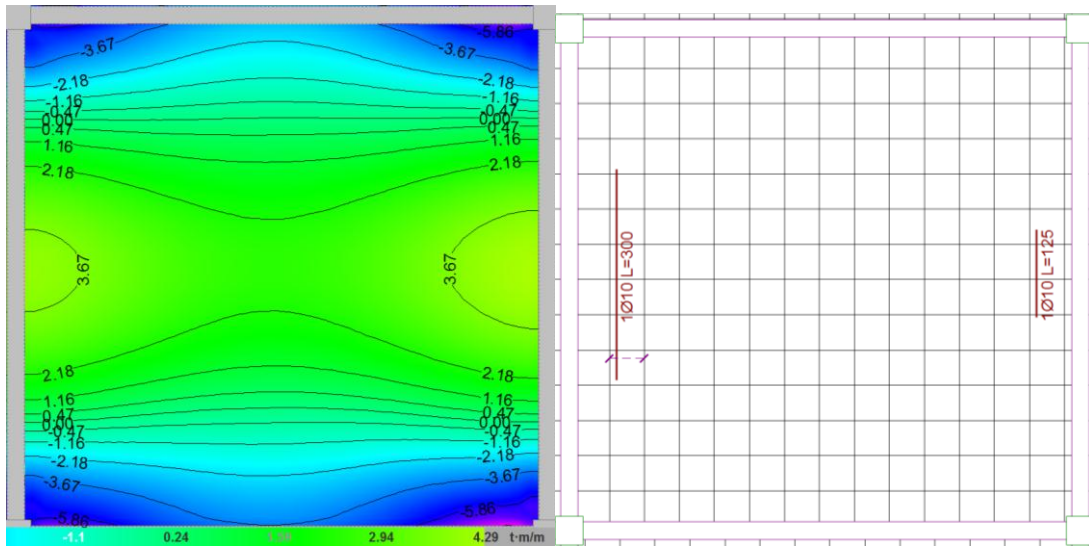
Por tanto; los momentos obtenidos en el programa Cype, servirán como datos para la asignación de armadura positiva a cada nervio.

Fig. 4.15: Momentos la dirección "X"



Fuente: Cypecad

Fig. 4.16: Momentos la dirección “Y”



Fuente: Cypecad

Losas reticular	Armadura adoptada	Armadura CYPECAD	Diferencia en (%)
Momento positivo en direccion x	2Φ10 + 1Φ8	3Φ10	11.95
Momento positivo en direccion y	2Φ10 + 1Φ8	3Φ11	11.95

4.5.1.2 Diseño a flexión armadura positiva (Método de los Coeficientes)

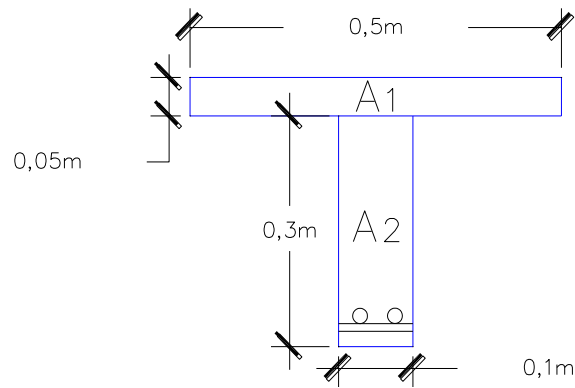
Para determinar los momentos y deformaciones en la losa se empleará el método del Análisis Matricial de Estructuras, (únicamente para el cálculo de los momentos y deformaciones)

Altura equivalente del forjado reticular:

La altura equivalente o peralte equivalente de la losa reticular se calcula determinando la altura de una losa maciza que tenga la misma inercia que la losa nervada en cuestión.

Altura equivalente inercia constante

Fig. 4.17 Viga en T



Fuente: Elaboración Propia

$$Y_g = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{A_i} = \frac{5 \cdot 50 \cdot 32,5 + 10 \cdot 30 \cdot 15}{5 \cdot 50 + 10 \cdot 30} = 22,95 \text{ cm}$$

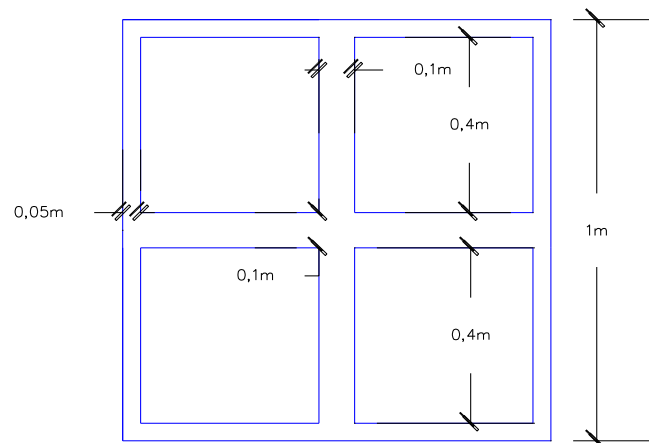
$$I_x = \sum(I_x + (d_i^2 \cdot A_i)) = \frac{50 \cdot 5^3}{12} + (50 \cdot 5) \cdot 9,55^2 + \frac{10 \cdot 30^3}{12} + 10 \cdot 30 \cdot 7,95^2 = 64782,2 \text{ cm}^4$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \Rightarrow 64782,2 = \frac{50 \cdot h^3}{12}$$

$$h_{eq} = 0,2496 \text{ m}$$

Determinación de las cargas de diseño en la losa:

Fig. 4.18 Losa Analizada



Fuente: Elaboración Propia

Peso de la loseta de compresión = $1 \cdot 1 \cdot 0,05 \cdot 2500 = 125 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Peso de los nervios = $(2 \cdot 0,10 \cdot 0,3 \cdot 1 + 2 \cdot 0,8 \cdot 0,10 \cdot 0,30) \cdot 2500 = 270 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Peso propio de la losa = $395 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Carga Muerta = $450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Sobrecarga = $400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

$$q = 1,6 \cdot G + 1,6 \cdot Q$$

$$q = 1,6 \cdot (395 + 450) + 1,6 \cdot 400$$

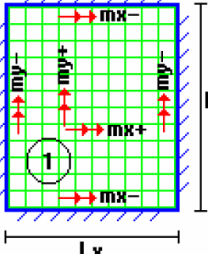
$$q = 1992 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Módulo de elasticidad del hormigón:

$$E = 3,1 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2 = 31 \cdot 10^9 \text{ kg/m}^2$$

Diseño a flexión:

Tabla 4.2: Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas uniformes distribuidas

Losas	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 \cdot q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$	δ	200	241	281	315	336	339
	$M_{y-} = 0.0001 \cdot q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	564	659	752	830	878	887
	$M_{y+} = 0.0001 \cdot q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	258	319	378	428	459	464
	$M_{x-} = 0.0001 \cdot q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	564	577	574	559	538	520
	$M_{x+} = 0.0001 \cdot q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	258	242	208	157	126	123

Fuente: ROMO P. Marcelo, *Temas De Hormigón Armado M.Sc. Escuela Politécnica del Ejército. Ecuador. 2008.*

Con:

$$l_x = 7,13 \text{ m} \quad \text{Menor dimensión}$$
$$l_y = 7,3 \text{ m} \quad \text{Mayor dimensión de la losa}$$

La relación:

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{7,13}{7,3} = 0,977$$

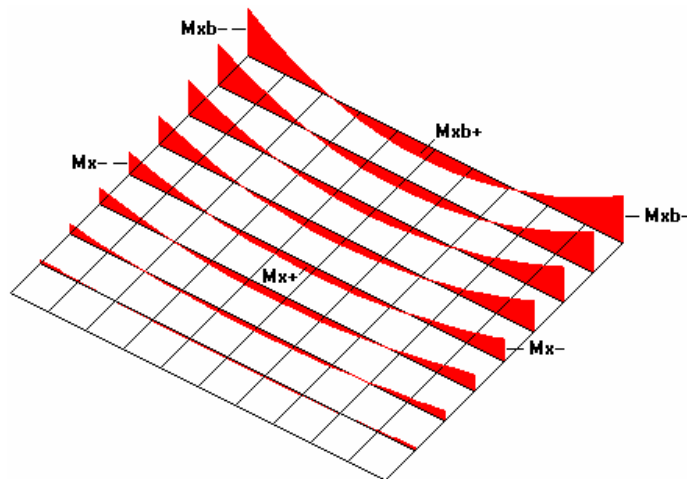
De la tabla anterior se tiene:

$$\delta = 209,43$$
$$m_{y-} = 585,85$$
$$m_{y+} = 272,03$$
$$m_{x-} = 567,00$$
$$m_{x+} = 254,32$$

Con los que se obtiene los resultados:

$$\Delta = 0,0001 \cdot \frac{q \cdot \delta \cdot l_x^4}{E \cdot h^3} = 0,00223 \text{ m} = 0,223 \text{ cm}$$
$$M_{y-} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{y-} \cdot l_x^2 = 5632,73 \text{ Kg m/m}$$
$$M_{y+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{y+} \cdot l_x^2 = 2754,77 \text{ Kg m/m}$$
$$M_{x-} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{x-} \cdot l_x^2 = 5741,8 \text{ Kg m/m}$$
$$M_{x+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{x+} \cdot l_x^2 = 2575,42 \text{ Kg m/m}$$

Figura 4.19 Interpretación gráfica de los momentos M_x

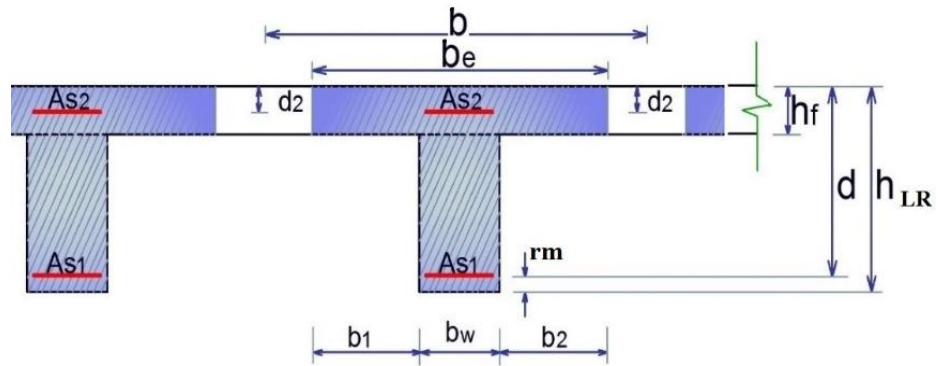


Fuente: ROMO P. Marcelo, *Temas De Hormigón Armado M.Sc. Escuela Politécnica del Ejército. Ecuador. 2008*

En adelante, el procedimiento de cálculo sigue como explica la norma CBH-87:

Cálculo de las relaciones geométricas:

Figura 4.20 Sección "T"



Fuente: Elaboración propia

✓ **Armadura longitudinal**

$\frac{h_f}{h} = 0,142$; $\frac{l}{b_w} = 5,0$; $\frac{2l}{b-b_w} = 2,5$ Con los valores de las relaciones :

Tabla 4.3 Viga T múltiples Continua

Tabla de valores de $\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$										
Valores de $\frac{h_f}{h}$	Valores de $\frac{l}{b_w}$	Valores de $\frac{2l}{b-b_w}$								
		0	1	2	3	4	6	8	10	> 10
<i>Cabeza de compresión sin rigidez a flexión</i>	—	0	0,19	0,38	0,57	0,71	0,88	0,96	0,99	1
0,1	10	0	0,19	0,38	0,57	0,72	0,89	0,96	1	1
	50	0	0,19	0,39	0,58	0,73	0,89	0,96	1	1
	100	0	0,21	0,42	0,6	0,75	0,89	0,96	1	1
	150	0	0,24	0,45	0,62	0,75	0,9	0,96	1	1
0,15	10	0	0,19	0,39	0,58	0,72	0,89	0,97	1	1
	50	0	0,23	0,44	0,62	0,74	0,9	0,97	1	1
	100	0	0,31	0,53	0,68	0,78	0,91	0,97	1	1
	150	0	0,37	0,61	0,74	0,83	0,92	0,97	1	1
0,2	10	0	0,21	0,42	0,61	0,74	0,9	0,97	1	1
	50	0	0,3	0,54	0,71	0,82	0,92	0,97	1	1
	100	0	0,41	0,66	0,8	0,87	0,94	0,98	1	1
	150	0	0,44	0,71	0,86	0,91	0,96	0,98	1	1
0,3	10	0	0,28	0,5	0,65	0,77	0,91	0,97	1	1
	50	0	0,42	0,69	0,83	0,88	0,93	0,97	1	1
	100	0	0,45	0,74	0,9	0,94	0,96	0,98	1	1
	150	0	0,46	0,76	0,92	0,95	0,97	0,99	1	1
200	0	0,47	0,77	0,92	0,96	0,98	0,99	1	1	

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

$k = 0,50$

$$\left. \begin{aligned} b'_e &= k \cdot (b - b_w) + b_w = 30 \text{ cm} \\ b'_e &= 2b_1 + b_w = 90 \text{ cm} \\ b_1 &\leq 8 h_f \rightarrow b_1 = 40 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} & b_e \leq \text{menor valor} \\ & \text{Se adopta un } \rightarrow b_e = 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

Se debe comprobar:

$$b_w \geq \frac{1}{8} \cdot (h - h_f) \rightarrow 10 \geq 3,75 \quad \text{Ok}; \quad l \leq 12 \cdot b \rightarrow 50 \leq 600 \quad \text{Ok};$$

Momento resistente de la losa:

$$M_o = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_e \cdot h_f \cdot (d - 0,5 h_f)$$

$$M_o = 0,85 \cdot 166,67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 5 \text{ cm} \cdot ((35 - 3,5) - 0,5 \cdot 5) \text{ cm}$$

$$M_o = 616262,3 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 6162,62 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento de diseño:

$$M_d = M_{x+} = 2575,42 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

Verificación:

$$M_d \leq M_o$$

$$2575,42 \text{ kg} \cdot \text{m} \leq 6162,62 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Armadura necesaria:

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

$$y = (35 - 3,5) \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2575,42 \cdot 100}{0,425 \cdot 30 \cdot (35 - 3,5)^2 \cdot 166,67}} \right]$$

$$y = 1,98 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,85 \cdot b_e \cdot y \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 1,94 \text{ cm}^2 \quad \text{para el momento de diseño}$$

De manera similar para:

$$M_{y-} = 5632,73 \text{ kg} \cdot \text{m/m} \rightarrow A_s = 3,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{y+} = 2754,77 \text{ kg} \cdot \text{m/m} \rightarrow A_s = 2,08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

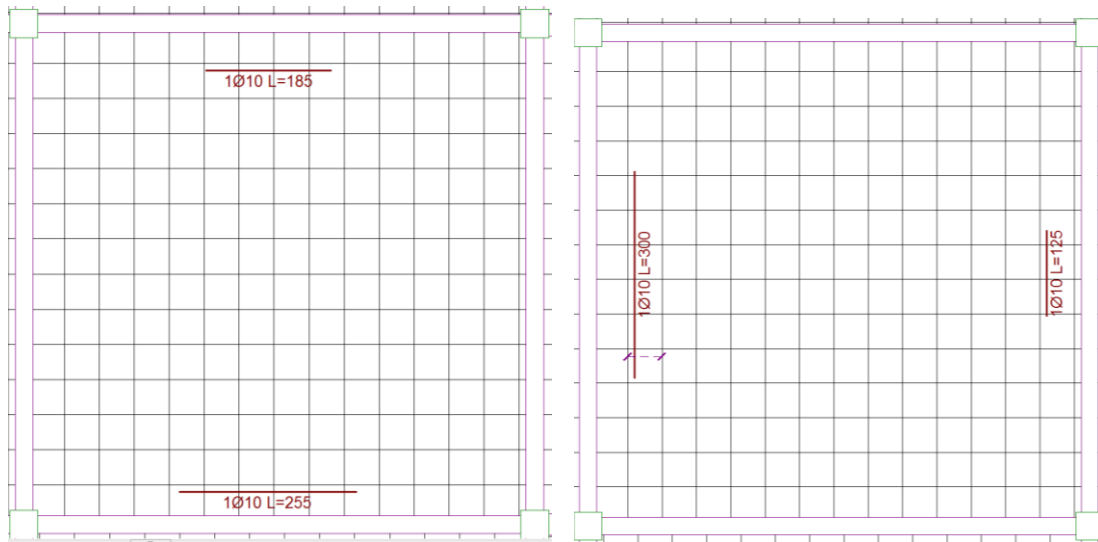
$$M_{x-} = 5741,80 \text{ kg} \cdot \text{m/m} \rightarrow A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{x+} = 2575,42 \text{ kg} \cdot \text{m/m} \rightarrow A_s = 1,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tabla 4.4 Resumen de resultados para los momentos máximos positivos y negativos:

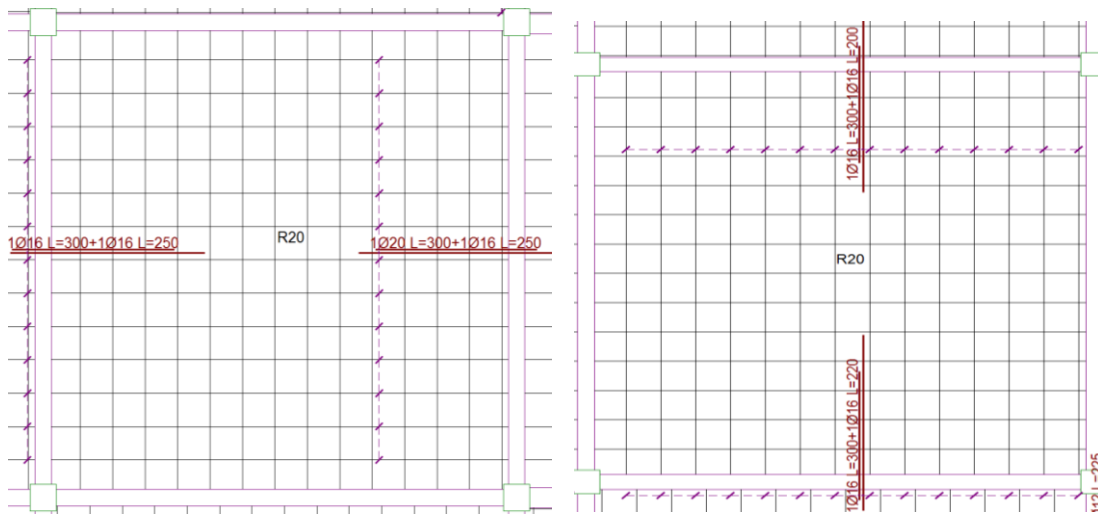
CALCULO	AREA $\frac{\text{cm}^2}{1\text{m (ancho)}}$		Valor	(Cype) AREA $\frac{\text{cm}^2}{1\text{m (ancho)}}$		Diferencia (%)
M_{y-}	3,98	=2 ϕ 16 c/Nervio	\leq	4,02	=2 ϕ 16 c/Nervio	0
M_{y+}	2,08	=2 ϕ 10 +1 ϕ 8 c/Nervio	\leq	2,35	=3 ϕ 10 c/Nervio	11.95
M_{x-}	4,52	=1 ϕ 20+1 ϕ 16 c/Nervio	\leq	5,15	=1 ϕ 20+1 ϕ 16 c/Nervio	0
M_{x+}	1,94	=2 ϕ 10 +1 ϕ 8 c/Nervio	\leq	2,35	=3 ϕ 10 c/Nervio	11.95

Figura 4.21 Armaduras Positivas y Negativas



Fuente: Cypecad

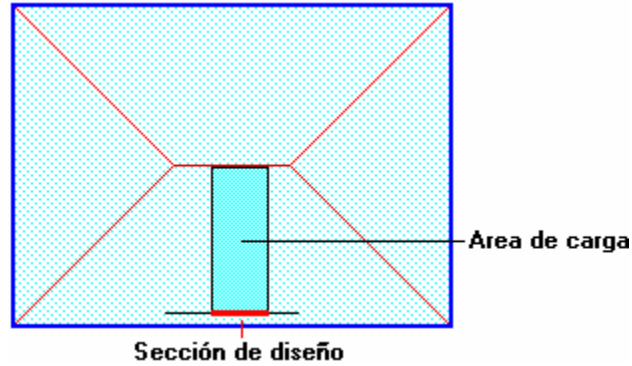
Figura 4.22 Armaduras Positivas y Negativas



Fuente: Cypecad

4.5.2. Diseño a cortante en la sección crítica

Figura 4.23 Sección de la cortante analizada

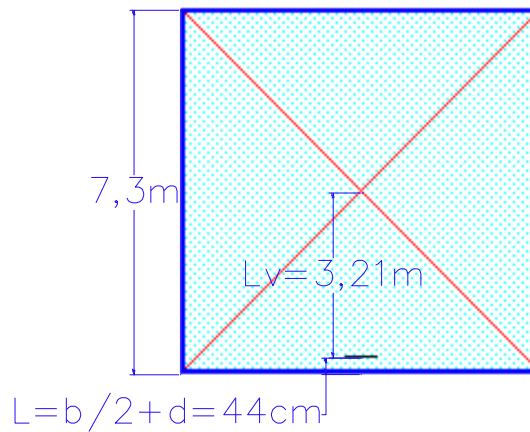


Fuente: Elaboración Propia

Datos:

$q=1992 \text{ kg/cm}^2$	Carga de diseño
$L = 7,3 \text{ m}$	Longitud de losa (intereje)
$b_{\text{viga}} = 0,25 \text{ m}$	Base de la viga
$b_w = 10 \text{ cm}$	Ancho de nervios
$f_{cd} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia de diseño hormigón
$f_{yd} = 4347,82 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia de diseño acero
$d = 35 \text{ cm}$	Altura útil de losa

Figura 4.24: Sección de la cortante analizada



Fuente: Elaboración Propia

$$l = \frac{b_{\text{viga}}}{2} + d = \frac{25}{2} + 31,5 = 44 \text{ cm}$$

$$l_v = \frac{730}{2} - 44 = 3,21 \text{ m}$$

Fuerza cortante que actúa sobre un metro de ancho de la zona crítica a cortante

$$V_d = q \cdot l_v \cdot 1 \text{ m}$$

$$V_d = 6394,32 \text{ kg} \quad \text{para dos nervios}$$

$$V_d = 3197,16 \text{ kg} \quad \text{para un nervio}$$

Resistencia cortante convencional del hormigón

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{166,67} = 6,455 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 6,455 \text{ kg/cm}^2 \cdot 10 \text{ cm} \cdot 33,5 \text{ cm} = 4162,4 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_{rd2} \leq V_{cu} \quad \text{cumple}$$

$$3177,24 \text{ kg} \leq 4162,4 \text{ kg} \quad \text{cumple}$$

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:

$$b_{\text{seccion}} = 100 \text{ cm}$$

Ancho analizado

$$h_{\text{loseta}} = 5 \text{ cm}$$

Altura carpeta de compresión

$$f_{cd} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

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. Se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 30 cm y cuya área A_s en cm^2/m , cumplirá la condición: es:

$$A_{s\text{reparto}} \geq 50 \cdot \frac{h}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

$$S_{\text{max}} = 30 \text{ cm}$$

Datos:

$h = 5 \text{ cm}$ Altura de losa de compresión

$f_{sd} = f_{yk}$ Resistencia de cálculo del acero en MPa

$$A_{s_{\text{reparto}}} \geq 50 \cdot \frac{5}{434,78} \geq \frac{200}{434,78}$$

$$A_{s_{\text{reparto}}} \geq 0,56 \geq 0,46 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Y 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)

$$S = 5 \cdot h_{\text{loseta}} = 5 \cdot 5 = 25 \text{ cm}$$

Constructivamente, el espaciamiento adoptado es:

$$S = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

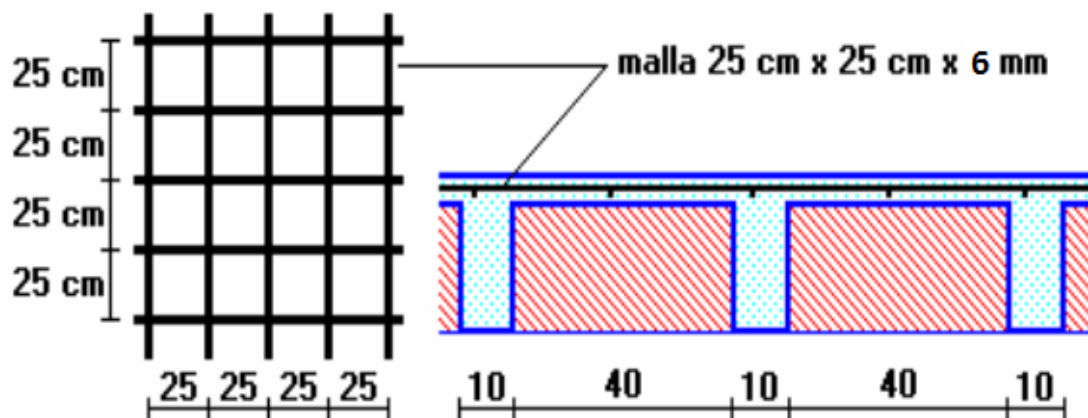
Con lo que la armadura asumida es:

$$A_s = 4\phi 6 \text{ c/ } 25 \text{ cm} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Verificación:

$$A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m} \geq 0,56 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{Cumple}$$

Figura 4.25: 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:

$$\Delta_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{7,3m}{500} = 0,0146 \text{ m} = 1,46 \text{ cm}$$

Deflexión máxima real de la losa:

$$\Delta_{real} = 1,01 \text{ cm}$$

Verificación:

$$\Delta_{adm} = 1,46\text{cm} > \Delta_{real} = 1,01 \text{ cm} \quad \text{Cumple.}$$

4.5.5. Ábacos

De acuerdo a lo establecido en la Norma CBH-87 (9.4.5.4) 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.

$M_u^- > M_{lim}$ Necesita ábaco

$M_u^- < M_{lim}$ No necesita ábaco

$$x_{lim} = \frac{3}{8} \cdot d = \frac{3}{8} \cdot 31,5 = 11,81\text{cm}$$

$$y_{lim} = 0,8 \cdot x_{lim} = 0,8 \cdot 11,81 = 9,45\text{cm}$$

$$M_{lim} = 0,85 \cdot \phi \cdot fcd \cdot b \cdot y_{lim} \cdot \left(d - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

$$M_{lim} = 0,85 \cdot 0,9 \cdot 250 \cdot 20 \cdot 9,45 \cdot \left(31,5 - \frac{9,45}{2} \right)$$

$$M_{lim} = 967815,8 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 9678,15 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{y-} = 5632,73 \text{ kg m/m} \rightarrow A_s = 3,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{x-} = 5741,80 \text{ kg m/m} \rightarrow A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{y-} < M_{lim} \quad \text{no requiere abaco}$$

$$M_{x-} < M_{lim} \quad \text{no requiere abaco}$$

4.5.6. Verificación a punzonamiento

Se analizará la sección correspondiente a la columna 56, que consta de un *soporte interior*.

Si cumple la condición:

$$\tau_{sd} = \frac{\beta \cdot Fsd}{\mu_1 \cdot d} \leq \tau_{rd}$$

Entonces No requiere armadura por punzonamiento (Jiménez Montoya. *Hormigón Armado* Ed.14° cap.20.13.)

Donde:

τ_{sd} = Tensión nominal en el perímetro de crítico

F_{sd} = Esfuerzo por punzonamiento de cálculo (Normal)

β = 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

μ_1 = Perímetro crítico

d = Canto útil medio de la losa

τ_{rd} = Tensión máxima resistente en el perímetro crítico

Para la tensión máxima resistente por el hormigón en el perímetro crítico puede tomarse el valor:

$$\tau_{rd} = 0,12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}}$$

Donde:

ρ = La media geométrica de las cuantías en dos direcciones ortogonales.

Datos:

$a = 40 \text{ cm}$ Lado de la columna

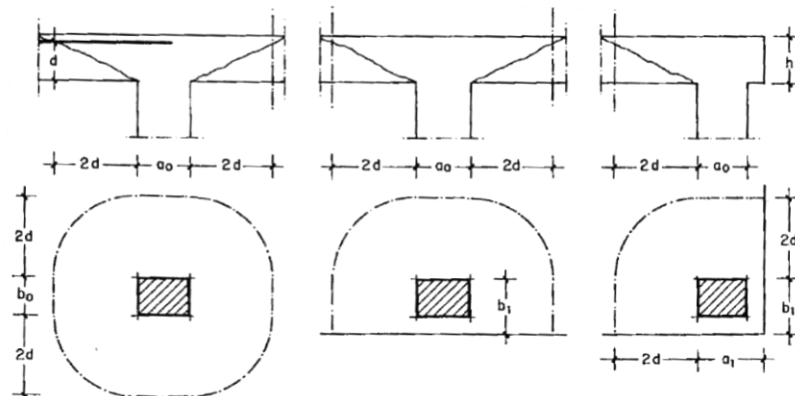
$a = b = 40 \text{ cm}$

$d = 31,5 \text{ cm} = 315 \text{ mm}$ Altura de la losa

$F_{sd} = 218990 \text{ N}$ (Cargas de la losa que concurren a la columna)

$\beta = 1,15$

Figura 4. 26 Perímetro crítico en losas



Fuente: Jiménez Montoya. *Hormigón Armado Ed.14°* Pag.415

Soportes interiores	$\mu_1 = 4\pi d + 2(a_0 + b_0)$
Soportes de borde	$\mu_1 = 2\pi d + a_0 + 2b_1$
Soportes de esquina	$\mu_1 = \pi d + a_1 + b_1$

Perímetro crítico soportes interiores:

$$\mu_1 = 4 \pi \cdot 315 + 2 \cdot (400 + 400) = 5558,4 \text{ mm}$$

Cuantías en direcciones X y Y.

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} < 0,02$$

$$\rho_x = \frac{(3\phi 10 = 2,355 \text{ cm}^2)}{10\text{cm} \cdot 31,5\text{cm}} = 0,0075$$

$$\rho_y = \frac{(3\phi 10 = 2,355 \text{ cm}^2)}{10\text{cm} \cdot 31,5\text{cm}} = 0,0075$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = \sqrt{0,0075 \cdot 0,0075} = 0,0075$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

Reemplazando en las ecuaciones:

$$\tau_{rd} = 0,12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}}$$

$$\tau_{rd} = 0,12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{315}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0075 \cdot 25} = 0,5728 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{sd} = \frac{\beta \cdot F_{sd}}{\mu_1 \cdot d}$$

$$\tau_{sd} = \frac{1,15 \cdot 218990 \text{ N}}{5558,4 \text{ mm} \cdot 315 \text{ mm}} = 0,144 \text{ N/mm}^2$$

Finalmente:

$$\tau_{rd} = 0,573 > \tau_{sd} = 0,144 \quad \text{Cumple.}$$

No requiere armadura por punzonamiento.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Con el “Diseño estructural del nuevo Mercado San Antonio –ciudad de Tarija” se llegaron a las siguientes conclusiones:

- El diseño estructural con el programa CYPECAD 2017 dio valores más elevados que los del cálculo manual, da una armadura mayorada en algunos elementos hasta un 13,3 % 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 de la armadura de la losa reticular entre en método de resistencia de materiales y el método de los coeficientes se obtuvo en ambos casos de 11,95% menor con relación al programa CYPECAD 2017.
- El costo del proyecto calculado fue con el manejo del paquete computacional PRESCOM 2010 llegando a obtener un precio en Bs 7.518.014,66. Costo por metro cuadrado en dólares $482.71\$/m^2$, referido a dos plantas.
- La ejecución física del proyecto llevara un tiempo estimado de 421 días calendario.
- Los planos de las armaduras del diseño estructural se uniformizó para poder ejecutarlos de manera más fácil en la obra a la hora de la construcción.

5.2 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.
- Es de fundamental importancia tomar en cuenta el recubrimiento en las piezas de hormigón armado, ya que el recubrimiento en las piezas cumple la función de protección de las armaduras contra la corrosión.
- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.
- Para obtener la resistencia adquirida echar agua al hormigonado continuamente durante las primeras horas, no desencofrar las columnas y vigas antes de las 24 horas, en los encofrados colocar aceite para tapar la porosidad para que no absorba agua del hormigón, si hace calor echarle más seguido el agua, no vaciar a una temperatura menos de 10 °C.
- No empalmar zapatas y cumplir con todos los diámetros de doblado para que el acero no se clise o se llegue a romper en la parte de doblado.