

## **CAPÍTULO I**

### **1. ANTECEDENTES**

#### **1.1. Introducción**

Con el desarrollo de este proyecto, se busca incentivar y mejorar el aprendizaje a estudiantes de nivel secundario con la construcción de un laboratorio.

El presente trabajo plantea una de las muchas soluciones que se puede dar, al problema de la falta de aprendizaje y falta de espacios para la formación de estudiantes que se quieren superar. Esta solución es la construcción de un laboratorio en el Colegio Julio Sucre, que pueda brindar sus servicios con mayor seguridad, confort y eficacia.

#### **1.2. Nombre del Proyecto**

El presente proyecto tiene el nombre **“DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE DE LABORATORIOS Y TALLERES COLEGIO JULIO SUCRE”** del municipio de San Lorenzo.

#### **1.3. Análisis e Identificación del problema**

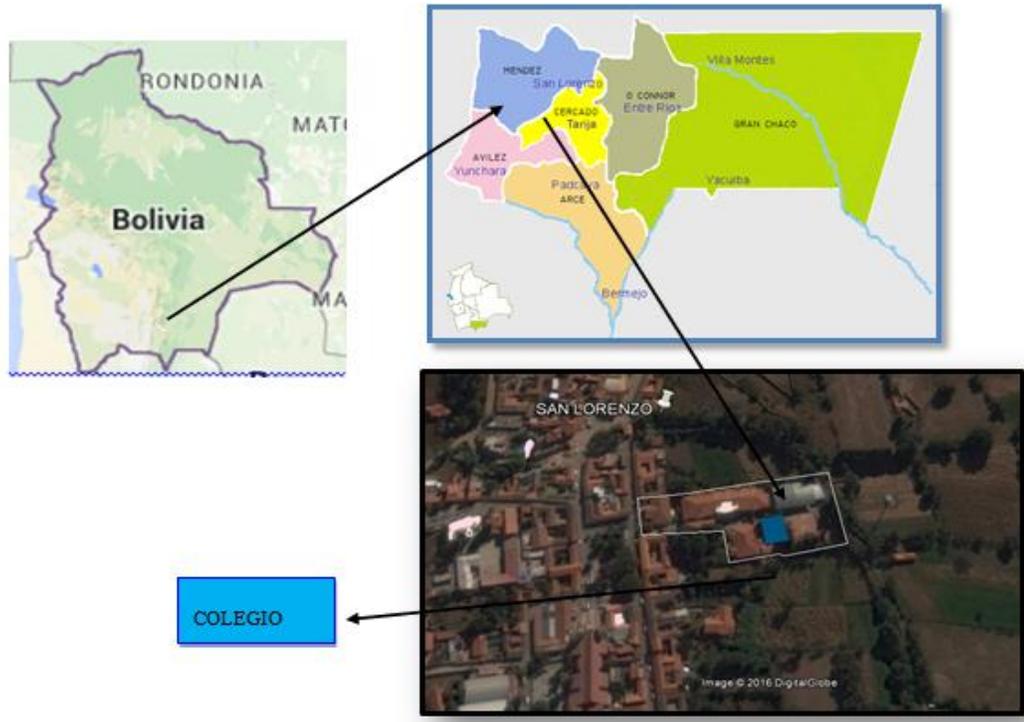
El Colegio Julio Sucre que consta con una sección de laboratorios de ensayos para el personal administrativo - docente y para los estudiantes, sin embargo con el paso del tiempo y la evolución técnica económica de la ciudad ha ido incrementando y el número de alumnos en los últimos años ascendió de forma considerable, por ende la sección de laboratorio actual del Colegio Julio Sucre no satisface de espacios y comodidades de aprendizaje para el gran número de usuarios. El fenómeno de aglomeración en el laboratorio es uno de los problemas más preocupantes para la educación lo cual trae como consecuencia la dificultad en el proceso de aprendizaje, además genera problemas de atención y como consecuencia se distraen con facilidad. Las principales causas de insuficiencia del laboratorio se deben a:

- Gran número de plazas estudiantiles.
- Pequeña infraestructura.

- Falta de recursos económicos.

#### 1.4. Ubicación Geográfica.

Ilustración 1: Ubicación geográfica



Fuente: Elaboración Propia.

#### 1.5. Ubicación del Proyecto

El reciente proyecto, se ejecutará en el Municipio de SAN LORENZO, primera sección de la Provincia MENDEZ del Departamento de TARIJA.

Se encuentra aproximadamente a 17 Km, una altitud de 2001 msnm y sus coordenadas son Abscisa 318,809.00 m E; Norte 7,630,590.00 m S

Formato DMS (grados,) -21.417479°y -64.748447° (en grados decimales).

#### 1.6. Situación Actual

De mantenerse la situación actual los pronósticos que se prevén son:

- Incomodidad de los alumnos.
- Mala atención al profesor.
- Conflictos entre estudiantes.
- Inseguridad en el laboratorio (estudiantes y profesores).
- Condiciones higiénicas no adecuadas ya que se utiliza sustancias tóxicas.
- Accidentes involuntarios al realizar las prácticas.

## **1.7. Justificación del Proyecto**

La justificación de la propuesta de proyecto viene dada por las siguientes razones:

### **1.7.1. Justificación Social**

La concretización del proyecto planteado en esta propuesta permitirá mejorar la actividad pedagógica en el Colegio Julio Sucre brindando a los estudiantes, docentes y plantel administrativo ambientes cómodos, amplios y apropiados para el desarrollo de sus actividades, reduciendo en gran manera los posibles problemas de salud que acarrea el estar en ambiente cerrados y poco ventilados.

Este proyecto cuenta con el respaldo de las autoridades del Colegio Julio Sucre, ha sido acogido de gran manera por la comunidad educativa de esta institución ya que su elaboración vendría a subsanar los problemas de deficiencia en la infraestructura existente en el establecimiento, que son las prioridades para sus autoridades.

### **1.7.2. Justificación académica**

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

### **1.7.3. Justificación Técnica**

En base a la información preliminar del sitio y de los antecedentes del proyecto, se

puede afirmar que el lugar de emplazamiento no presenta dificultades que podrían inviabilizar el proyecto, más al contrario presenta las condiciones suficientes para su construcción.

## **1.8. Objetivos del Proyecto**

La propuesta de proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

### **1.8.1. General**

Realizar el diseño estructural del **Bloque de Laboratorio y Talleres “del Colegio Julio Sucre”** del Municipio de San Lorenzo aplicando la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

### **1.8.2. Específicos**

Como objetivos específicos se tienen los siguientes:

- Realizar el análisis del estudio de suelos.
- Realizar el cálculo estructural del proyecto conforme a los parámetros y criterios de la norma boliviana CBH 87 en cuanto se refiere al H°A°
- Realizar diseño de losa casetonada.
- Comparar costo de una losa casetonada, con una losa de viguetas.
- Realizar el diseño de planos estructurales a detalle.
- Determinar el costo total de la obra realizando un análisis de precios unitarios de los ítems considerados para el proyecto.
- Definir las especificaciones técnicas del proyecto.
- Realizar el cronograma y tiempo de ejecución del proyecto.

## **1.9. Alcance del Proyecto**

El presente trabajo sólo se enfocará en el diseño estructural de la edificación, por lo tanto se efectuara el análisis de suelos para determinar la resistencia admisible del terreno de fundación, y en base a esta información del terreno se realizará el planteo

estructural y posterior diseño de las fundaciones, columnas, vigas, losa nervada y losa alivianada.

El proyecto está enfocado al diseño estructural, como prioridad, por lo tanto no se hará referencia al diseño de instalaciones de los servicios básicos (agua potable, alcantarillado y la red eléctrica).

En consecuencia se plasmará todo el diseño y cálculo realizado, en un ejemplar que contendrá la memoria de cálculo, planos estructurales, especificaciones técnicas, costo y tiempo de ejecución física del proyecto según planeamiento.

## CAPÍTULO II

### 2. MARCO TEÓRICO

Para el logro del objetivo general de la propuesta de nombre **“DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE DE LABORATORIOS Y TALLERES COLEGIO JULIO SUCRE”** se debe tener conocimiento del suelo de fundación, sobre el Hormigón Armado y estructuras de sustentación, en consecuencia con lo señalado, se debe elaborar el marco teórico:

#### 2.1. Levantamiento Topográfico

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

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

#### 2.2. Estudio de Suelos

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

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

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

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

### 2.3. Idealización de las Estructuras

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos.

Los pórticos están constituidos por (vigas y columnas) que tienen principalmente un empalme rígido en los nudos, en los edificios de sistema aporticado todas las cargas exteriores son resistidas por los pórticos transversales y longitudinales unidos en un sistema espacial mediante los entrepisos y el recubrimiento y transmitidos al suelo mediante las zapatas.

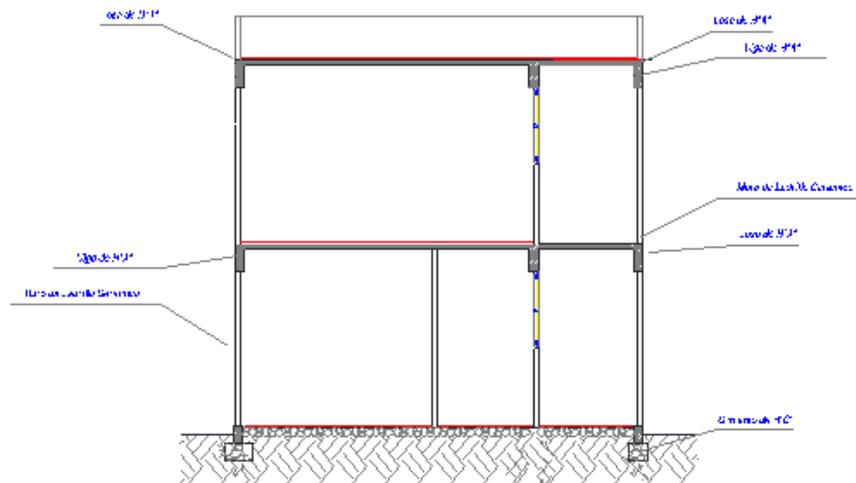
#### 2.3.1. Sustentación de la Edificación

##### 2.3.1.1. Pórticos con Zapatas

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos

Los pórticos de la estructura están compuestos de columnas de sección cuadrada y rectangular, y vigas de sección rectangular las losas serán forjados reticulares.

Ilustración 2: Idealización de la Edificación

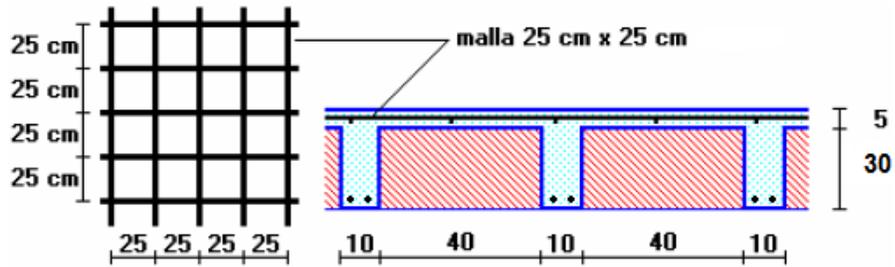


Fuente: Elaboración Propia.

### 2.3.1.2. Cubierta Losa Casetonada de H° A°

Cubierta plana o terraza compuesta por forjados reticulares con parrilla de acero, vaciado de hormigón y lámina impermeabilizante.

Ilustración 3: Idealización de la Cubierta

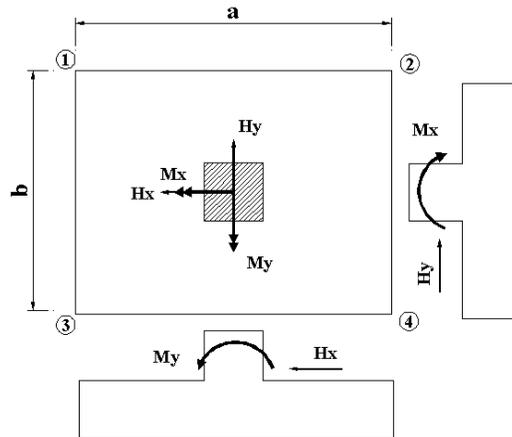


Fuente: Elaboración propia

### 2.3.1.3. Zapatas

Se emplean zapatas aisladas para cimentar soportes, y se disponen centradas salvo las de medianería y esquina. También se emplean zapatas aisladas bajo soportes duplicados de juntas estructurales, son preferibles zapatas de hormigón armado.

Ilustración 4: Idealización de la zapata

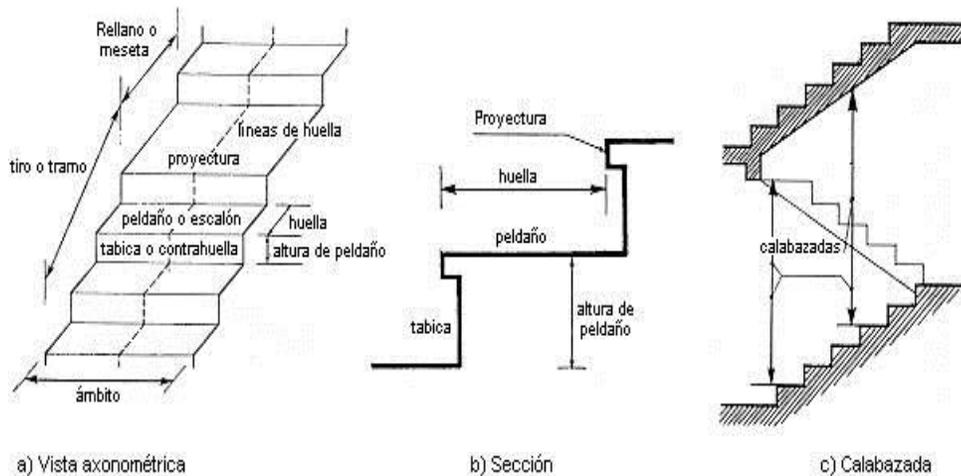


Fuente: Elaboración propia

### 2.3.1.4. Escalera

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 y contrahuellas y de rellenos. Los principales elementos de una escalera fija son los siguientes (Fig. 2 a, b y c)

Ilustración 5: Idealización de la Escalera



Fuente: Prof. Rubén Darío Morelli

**Contrahuella:** Es la parte vertical del fondo del peldaño.

**Huella:** Es el ancho del escalón, medido en planta, entre dos contrahuellas sucesivas.

**Rellano:** Es la porción horizontal en que termina cada tramo de escalera; debe tener la misma anchura que el ámbito de los tramos.

Contemplamos otros conceptos o partes como son la línea de huella, la proyectura, el ámbito, el tiro y la calabazada:

**Proyectura:** El plano de apoyo de un peldaño puede tener una proyectura (nariz)

sobre el inferior inmediato. Suele estar comprendido entre 2 y 5 cm.

**Ámbito:** Es la longitud de los peldaños, o sea la anchura de la escalera.

**Tiro:** Es una sucesión continua de peldaños (21 a lo mucho).

**Calabazada:** Es la altura libre comprendida entre la huella de un peldaño y el techo del tiro de encima.

#### 2.4. Diseño Estructural (Normas, Métodos, Análisis de Cargas, etc.)

El proyecto comprende un análisis técnico siguiendo las normas de construcción bolivianas CBH-87 para el hormigón armado.

Guiándonos en la teoría de aplicación de la norma boliviana (CBH) se señala: Que se hará empleo del programa estructural Cypecad-versión 2016 el mismo que sí contempla en su diseño la norma boliviana.

##### 2.4.1. Coeficientes de Minoración de las Resistencias de los Materiales

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas en los estados límites últimos que nos indica la norma Boliviana de hormigón armado, son los que se indican en los siguientes cuadros:

Tabla 1: Coeficientes de Minoración

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		intenso	-0.05
hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87 Capítulo 7.3.1)

Tabla 2: Coeficientes de Mayoración

Coeficientes básicos	Nivel de control y daños previsible		Corrección
$\gamma_s = 1.60$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10
	Daños previsible en caso de accidentes	Mínimos	-0.10
		Normal	1
		Intenso	+0.20

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87 Capítulo 7.3.1)

- El valor final de  $f_y$ , será el que se obtenga como resultado de la combinación de las correcciones introducidas en el coeficiente básico, en función del nivel de control adoptado y de la magnitud de los daños previsible.
- Se tendrá en cuenta que, en el caso de daños previsible muy importantes, no es admisible un control de ejecución a nivel reducido.
- Se podrá reducir el valor final de  $f_y$  en un 5 %, cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, se consideren todas las sollicitaciones y sus combinaciones posibles y se estudien con el mayor detalle los anclajes, nudos, enlaces, apoyos, etc.
- Deberán comprobarse, con especial cuidado y rigor, las condiciones de figuración, cuando el producto  $\gamma_s \cdot \gamma_f$  resulte inferior a 1,65.<sup>1</sup>

#### 2.4.2. Hipótesis de Cargas más Desfavorables

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

<sup>1</sup> Ver Norma Boliviana de Hormigón Armado capítulo 7.3.1

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

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

$$\text{HIPÓTESIS II } 0.90(\gamma_{fg} * G + y_{fq} * Q) + 0.90 * \gamma_{fq} * W$$

Dónde:

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

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

W= Valor característico de la carga del viento.

$\gamma_{fg}$ =Coeficiente de ponderación de las cargas permanentes, si su efecto es desfavorable se tomará  $\gamma_{fg} = \gamma_f$ , aplicando simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen en la estructura, si su efecto es favorable se tomara el valor ponderado  $\gamma_{fg} = 0,90$ .

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

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

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

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

$\gamma_{fg} = 1,50$  si el efecto de las cargas permanentes es desfavorable.

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

$\gamma_{fq} = 1,60$  si el efecto de las cargas variables es desfavorable.

### 2.4.3. Valores de las Acciones del Proyecto

#### 2.4.3.1. Cargas Permanentes

Los siguientes cuadros nos proporcionan valores de las cargas permanentes y accidentales de acuerdo al tipo de estructura, material y la función que cumple la misma. Es importante tomar en cuenta estos valores puesto que son los que recomienda la norma.

Tabla 3: Cargas permanentes

<b>Materiales</b>		<b>Peso específico kg/m<sup>3</sup></b>
Rocas	Mármol y calcáreo	2800
Bloques artificiales	Bloques de mortero	2200
	Losetas cerámicas	1800
	Ladrillos con huecos	1300
	Ladrillos macizos	1800
	Teja colonial	50
Revoques y hormigones	Argamasa de cal arena y cemento	1900
	Argamasa de arena y cemento	2100
	Argamasa de yeso	12500
	Hormigón simple	2100
	Hormigón armado	2400
diversos	Alquitrán	1200
	Vidrio plano	2600

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado

### 2.4.3.2. Sobre Carga de Uso

Para cada parte de la estructura se elegirá un valor de sobrecarga de uso adecuado al destino que vaya a tener de acuerdo a los valores del siguiente Cuadro:

Tabla 4: Sobre cargas de uso

<b>USO DEL ELEMENTO</b>	<b>SOBRECARGA kg/m<sup>2</sup></b>
<b>A. AZOTEAS</b>	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
<b>B. VIVIENDAS</b>	
Habitaciones de viviendas económicas	150
Habitaciones en otro caso	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	*
<b>C. HOTELES, HOSPITALES</b>	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	500
Balcones volados	*
<b>D. OFICINAS Y COMERCIOS</b>	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso

Balcones volados	*
<b>E. EDIFICIOS DOCENTES</b>	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	*
<b>F. IGLESIAS, EDIFICIOS DE REUNIÓN Y DE ESPECTÁCULOS</b>	
Locales con asientos fijos	300
Locales sin asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	*
<b>G. CALZADAS Y GARAJES</b>	
Sólo automóviles de turismo	400
Camiones	1000
<b>BIBLIOTECAS Y ARCHIVOS</b>	
Salas de lectura	300
Salas de almacenamiento de libros	700
Áreas de archivo	
Apilamiento de hasta 1.8 m de altura	400
Por cada 0.3 m adicionales sobre 1.8 m	50

Fuente: Norma Boliviana CBH-87

## 2.5. Elementos Estructurales

### 2.5.1. Vigas de H°A°

#### 2.5.1.1. Proceso de Cálculo a Flexión Simple

1.-Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad  $\gamma_s$  de

acuerdo con la Norma Boliviana.

$$M_d = M * \gamma_s$$

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

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

Dónde:

$b_w$ = Ancho de la viga

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

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

3.- Se calculará el valor de  $\mu_{lim}$ , del formulario de la norma boliviana del hormigón armado.

1. si  $\rightarrow \mu_{lim} > \mu_d$  no necesita armadura a compresión.
2. si  $\rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d$  necesita armadura a compresión.

### **2.5.1.2. Cálculo de las Armaduras a Tracción y Compresión**

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

Proceso de cálculo de la armadura a tracción:

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

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

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

**Donde:**

w= Cuantía mecánica de la armadura.

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

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

c) Calcular la armadura mínima y el valor de w se obtiene de la Norma Boliviana.

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

La ecuación que se muestra, solo es para secciones rectangulares.

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

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

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

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

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

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

**Donde:**

w<sub>lim</sub>= Este valor se obtiene del formulario de hormigón armado.

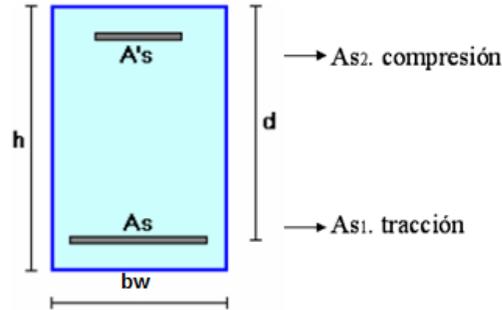
w<sub>s1</sub>= Cuantía mecánica para la armadura a tracción.

w<sub>s2</sub>= Cuantía mecánica para la armadura a compresión.

ζ =Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

r=Recubrimiento geométrico.

Ilustración 6: Sección de una Viga de Hormigón Armado



Fuente: Elaboración Propia.

b) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión.

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

**Dónde:**

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

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

c) Calcular la armadura mínima, y el valor de  $\mu$  se obtiene de tablas.

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

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

### 2.5.1.3. Cálculo del Esfuerzo Cortante

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

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

**Donde:**

$\tau$ =Esfuerzo cortante

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

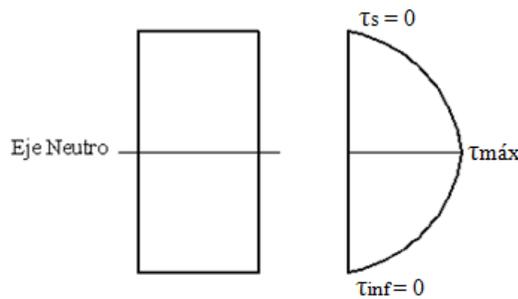
m=Momento estático en la sección donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

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

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

El diagrama de esfuerzos cortantes en secciones rectangulares, para diferentes materiales incluyendo el hormigón armado, es como se muestra en la figura:

Ilustración 7: Distribución de Esfuerzos



Fuente: Elaboración Propia

#### 2.5.1.4. Cálculo de la Armadura Transversal

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

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

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

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

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

$$V_d > V_{cu}$$

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

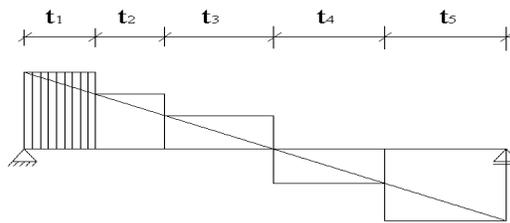
La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima; así, para el estribo vertical es el 2 %,de la sección transversal de la pieza multiplicada por t.

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

Donde

t = es una distancia donde se calcula la tensión cizallante, se lo puede visualizar en la siguiente figura:

Ilustración 8: Distancia de Cálculo “t”



Fuente: Elaboración Propia

Los estribos deben rodear a las armaduras traccionadas, resistiendo a la componente vertical de esfuerzos impuesta por las solicitaciones actuantes. Deben costurar las tensiones de tracción que se producen por transmisión de los esfuerzos entre el hormigón y el acero, La norma recomienda que la mínima resistencia característica del acero será de 4200kg/cm<sup>2</sup>.

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

La separación que deben tener los estribos, de acuerdo a norma son:

$$S \leq 30\text{cm}$$

$$S \leq 0.85*d$$

$$S \leq 0.50*d$$

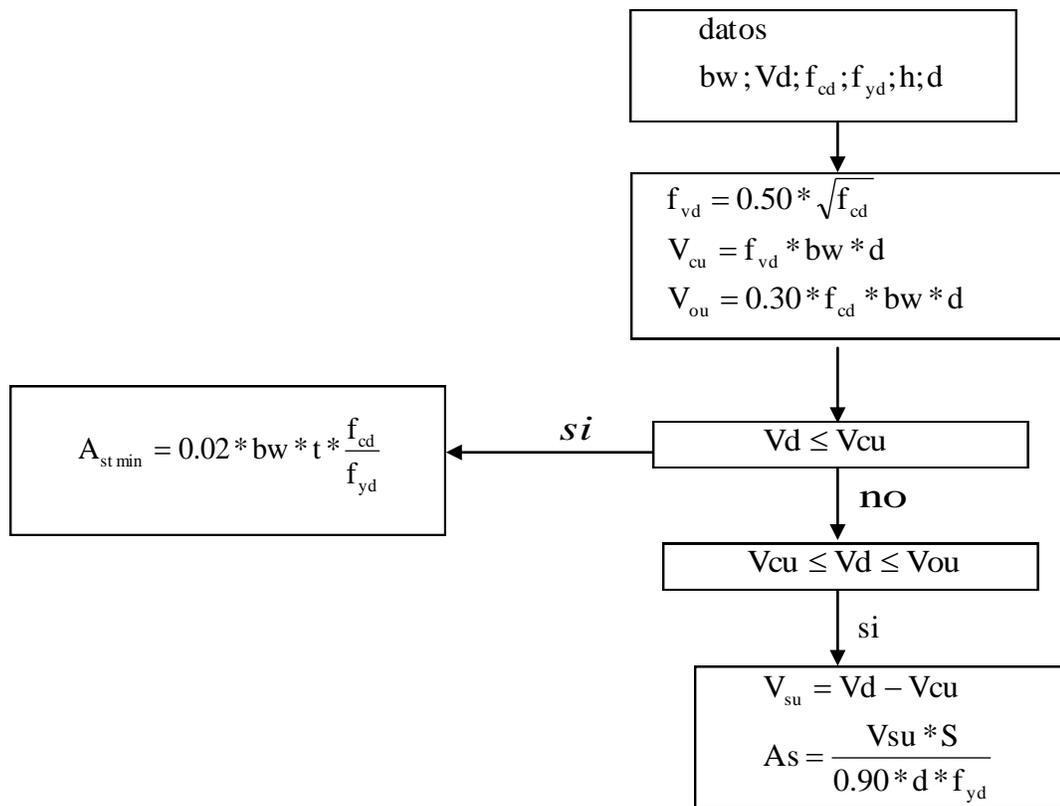
En estas expresiones “d” es el canto útil de la pieza.

El diámetro de los estribos suele estar comprendido entre 5 y 10 mm, mayores a este último resulta difícil su elaboración.

Además la norma preconiza; que cuando se dispongan armaduras de compresión por cálculo, es preciso que vayan sujetos por estribos o cercos, cuya separación  $s$  sea igual o inferior a 12 veces el diámetro mínimo de la barra comprimida más delgada, y cuyo diámetro  $\Phi_t$ , sea igual o superior a la cuarta parte del diámetro de la barra comprimida más gruesa, esto es:

$$\varphi_t = \frac{1}{4} * \varphi_{m\acute{a}x}$$

$$s = 12 * \phi_{m\acute{i}n}$$



### 2.5.2. Columnas de H°A°

Las columnas son elementos estructurales generalmente de hormigón armado donde el esfuerzo principal es el nominal. Su función principal es absorber los esfuerzos de

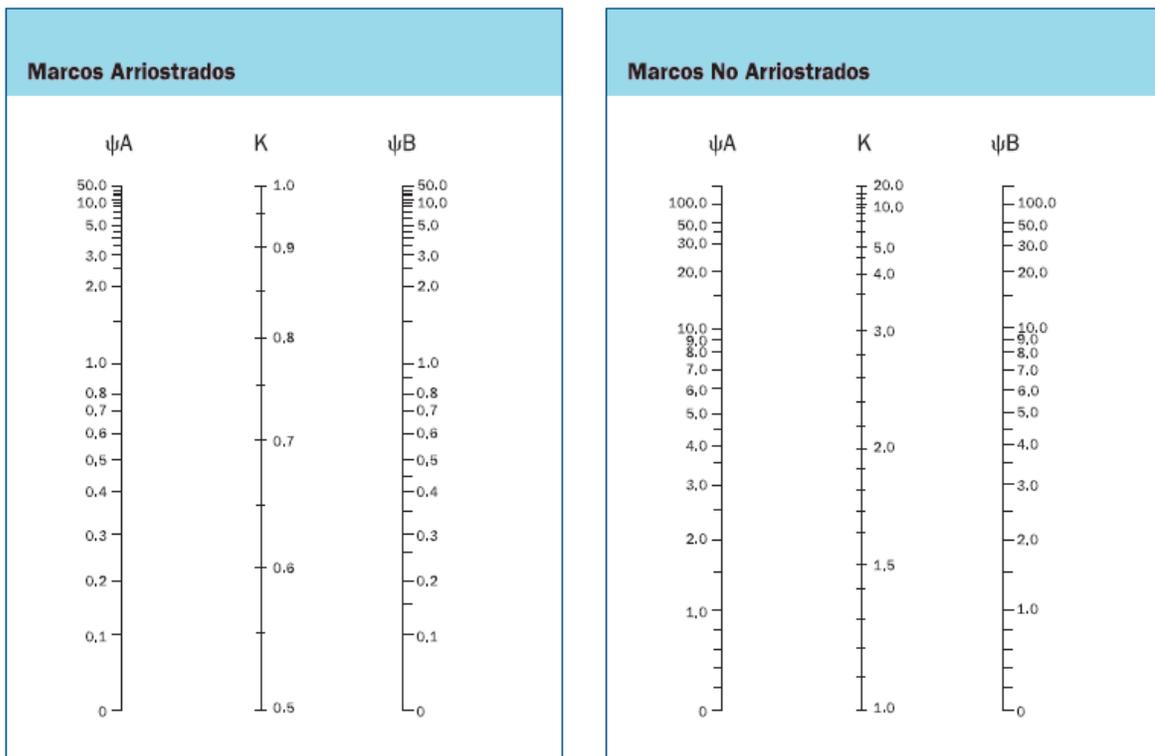
la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y la rectangular.

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

Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza el siguiente monograma:

Ilustración 9: Monogramas para Determinar el Factor K de Longitud Efectiva en Columnas de Pórticos



Coefficiente De Pandeo “A” (Pórticos Traslacionales)

Fuente: Norma Boliviana

### 2.5.2.1. Columnas Cortas y Largas

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

- Columnas Cortas
- Columnas Largas

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma, si la esbeltez es menor que 35 se trata de una columna corta, y si es mayor se trata de una columna larga.

### 2.5.2.2. Relación de Esbeltez

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{l_0}{\sqrt{I}} \leq 35 \text{ Esbeltez mecánica} \\ \lambda = \frac{l_0}{h} \leq 10 \text{ Esbeltez geométrica} \end{array} \right\} \text{ La pieza puede considerarse corta}$$

$$l_0 = k \cdot l$$

$l_0$ : Longitud de pandeo

$i$ : Radio de giro

$k$ : Coeficiente de pandeo

### 2.5.2.3. Excentricidad Mínima de Cálculo

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

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

**Dónde:**

h: Canto total en la dirección considerada

#### **2.5.2.4. Resistencia del Hormigón**

De acuerdo con la norma, cuando se trata de piezas de cierta altura hormigonadas verticalmente, la resistencia del hormigón debe rebajarse en un 10 por 100, con el objeto de prever la pérdida que dicha resistencia puede experimentar debido a que, durante el proceso de compactación el agua tiende a elevarse a la parte superior de la pieza.

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

#### **2.5.2.5. Excentricidad de Primer Orden**

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

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

#### **2.5.2.6. Sección Rectangular con Armadura Simétrica**

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

a) 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.

Proceso de cálculo

b) Los datos básicos que se necesitan son los que se mencionan a continuación:

$h_x, h_y$  = Son las dimensiones de la sección del pilar

$M_{yd}$  = Momentos flectores de cálculo en la dirección Y.

$M_{xd}$  = Momentos flectores de cálculo en la dirección X

$N_d$  = Esfuerzo normal de cálculo

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

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

c) Determinar la capacidad mecánica del hormigón

$$U_c = f_{cd} * h_x * h_y$$

d) Determinar los esfuerzos reducidos

$$v = \frac{N_d}{U_c} \quad \mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c * h_y} \quad \mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c * h_x}$$

e) Definir los valores de momento reducido

$$\mu_1 > \mu_2$$

f) Determinar la cuantía mecánica  $w$

Si el valor de  $v$  no es redondo, se obtiene  $w$  por interpolación entre los resultados correspondientes a los valores redondos de  $v$  entre los que esté situado el lado.

g) Determinar la capacidad mecánica de la armadura total.

$$U_{total} = w * U_c$$

h) Determinar la armadura total de acero

$$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} \rightarrow A_{total} = \frac{w * h_x * h_y * f_{cd}}{f_{yd}}$$

i) Se deberá verificar que la pieza se encuentre en buenas condiciones frente al pandeo, para poder lograr esto se deberá cumplir la siguiente relación:

$$\frac{e_x}{e_{x\max}} + \frac{e_y}{e_{y\max}} \leq 1$$

La excentricidad total en la dirección X-X

$$e_x = \frac{My}{N} \quad ; \quad e_{ax} = \frac{b}{20} \geq 2\text{cm}$$

$$e_{fx} = \left[ 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[ \frac{b + 20 * e_x}{b + 10 * e_x} \right] * \frac{l_o^2 * 10^{-4}}{b}$$

La excentricidad total en la dirección Y-Y

$$e_{y\max} = \left[ \frac{b * e_y}{h} + \beta * e_x \right] + e_{fy} + e_{ay}$$

$$e_y = \frac{Mx}{N} \quad ; \quad e_{ay} = \frac{h}{20} \geq 2\text{cm}$$

$$e_{fy} = \left[ 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[ \frac{h + 20 * e_y}{h + 10 * e_y} \right] * \frac{l_o^2 * 10^{-4}}{h} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Donde:

b, h = Es la dimensión de la pieza en la dirección del plano X y Y

$l_o$  = Longitud de pandeo

$e_{ay}$  = Excentricidad accidental en el plano que se analiza

$e_f$  = Excentricidad ficticia en el plano que se analiza

Valores de la constante  $\beta$ , para el cálculo de la excentricidad ficticia TABLA N° 6 ver ANEXO 1.

### 2.5.2.7. Armadura Longitudinal

#### 2.5.2.7.1. Para Piezas sin Pandeo y Solicitadas por Carga Axial

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

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

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

Despejando  $A_s$  de la ecuación:

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

La armadura mínima es:

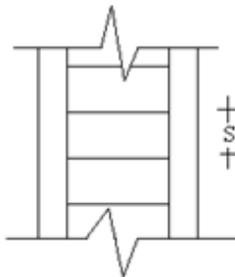
$$A_s = 0,005 * A_c$$

Para piezas con pandeo se calculará la armadura longitudinal con el abaco en roseta para flexión esviada que sea necesario utilizar (ANEXOS 1 TABLA 4).

#### 2.5.2.7.2. Armadura Transversal

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

Ilustración 10: Separación de estribos



Fuente: Elaboración propia

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

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

### **2.5.3. Zapatas de H°A°**

#### **2.5.3.1. Diseño de Fundaciones**

En este capítulo se estudian las cimentaciones de hormigón armado de empleo más frecuente en edificación: como es el caso de zapatas superficiales.

El proyecto de la cimentación de un edificio es un problema relativamente complejo, que debe ir acompañado por un estudio de terreno, en el que se consideren el tipo de suelo, su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia compacidad, resistencia, deformabilidad, expansividad y agresividad; la situación del nivel freático; las posibles galerías y; las estructuras colindantes, etc.

#### **2.5.3.2. Clasificación y criterio de empleo**

Las cimentaciones se clasifican en superficiales o directas (zapatas y losas) y profundas (pilotes). El concepto de superficial se refiere más a su resistencia en planta que a la cota de apoyo sobre el terreno firme.

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

Las losas se emplean en terrenos menos resistencia o menos homogéneos, o bajo estructuras más pesadas y menos deformables; con ellas se aumenta la superficie de

contacto y se reduce los asientos diferenciales. A veces también se emplean cuando la cimentación ha de descender por debajo del nivel freático, para soportar la subpresión.

Los pilotes por lo general se emplean cuando el terreno resistente está a profundidades superiores a los 5 o 6 m, cuando el terreno es poco consistente hasta una gran profundidad, cuando existe gran cantidad de agua en el terreno y cuando deben resistirse acciones horizontales de cierta importancia.

### **2.5.3.3. Acciones en las Cimentaciones**

Entre las acciones que deben considerarse en el cálculo de las cimentaciones están, en primer lugar, los esfuerzos (axiales, momentos y cortantes) transmitidos por la estructura. Además está el peso propio de la cimentación, el suelo y rellenos situados sobre la misma, el empuje de la tierra y, si hay agua, el empuje hidrostático (subpresión).

### **2.5.3.4. Proceso de Cálculo**

El cálculo de zapatas, debe realizarse de acuerdo a las prescripciones de la norma, en la elección de parámetros y criterios para garantizar una buena resistencia y funcionalidad de la misma.

En el proceso de cálculo se siguen los siguientes pasos:

#### **Datos necesarios**

$N$  = fuerza axial no mayorada

$H_x$  = fuerza cortante, en la dirección X

$H_y$  = fuerza cortante, en la dirección Y

$M_x$  = momento flector no mayorado, en la dirección de X

$M_y$  = momento flector no mayorado, en la dirección de Y

$\sigma_{adm}$  = tensión admisible del terreno

$f_{ck}$  = resistencia característica del hormigón a los 28 días.

$f_{yk}$  = límite elástico del acero

$a_o$  = dimensión de la columna en la dirección a

$b_o$  = dimensión de la columna en la dirección b

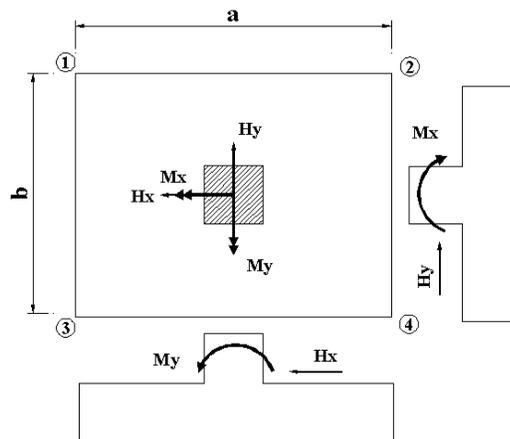
$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$  = peso específico del hormigón armado.

$\gamma_c$  = Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$\gamma_s$  = Coeficiente de minoración de la resistencia del acero.

$\gamma_f$  = Coeficiente de mayoración de las acciones.

Ilustración 11: Esfuerzos En Las Zapatas



Fuente: Elaboración propia

Paso 1.- Mayoramos el valor de la fuerza normal  $N$ , en un 5% y calculamos el área necesaria de la zapata con las expresiones:

$$N^* = N + 5\%N$$

$$\sigma = \frac{N^*}{A} < \sigma_{adm}$$

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

Haciendo  $a = b$  encontramos las dimensiones de  $a$  y  $b$  con:  $b = \sqrt{A}$

Paso 2.- Tentativas de búsqueda de las dimensiones apropiadas

Se debe hacer variar "a" y "b", hasta encontrar la alternativa más conveniente siempre que no se sobrepase de  $\sigma_{adm}$ .

Paso 3.- Calculo de las tensiones en las cuatro esquinas de la zapata.

Se lo realiza con las ecuaciones generales para las zapatas:

$$\text{Ec 1: } \sigma_1 = \frac{N^*}{A} + \frac{6 * Ma}{a^2 * b} + \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

$$\text{Ec 2: } \sigma_2 = \frac{N^*}{A} - \frac{6 * Ma}{a^2 * b} + \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

$$\text{Ec 3: } \sigma_3 = \frac{N^*}{A} + \frac{6 * Ma}{a^2 * b} - \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

$$\text{Ec 4: } \sigma_4 = \frac{N^*}{A} - \frac{6 * Ma}{a^2 * b} - \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

Paso 4.- Determinación del canto útil

Utilizamos las siguientes expresiones para encontrar el canto útil "d", para obtener un Canto útil eficaz, y así evitar las comprobaciones debidas a cortante y punzonamiento

El canto útil d, debe ser el mayor de cualquiera de las siguientes expresiones:

$$d \geq \begin{cases} d_1 = \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{(a_o + b_o)}{4} \\ d_1^* = \frac{2 * (a - a_o)}{4 + k} \\ d_2^* = \frac{2 * (b - b_o)}{4 + k} \end{cases}$$

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

$$f_{vd} = 0.50 * \sqrt{f_{cd}}$$

Se entra con  $f_{cd}$  en  $(\text{kg}/\text{cm}^2)$

Donde:

$f_{vd}$  = resistencia convencional del hormigón a cortante

$f_{cd}$  = resistencia de cálculo del hormigón a compresión

coeficiente de seguridad de la sollicitación a flexión

$$\gamma_f = (\gamma_f = 1.60)$$

$\sigma_t$  = Tensión uniforme del terreno sin tomar en cuenta el peso de la zapata

#### Paso 5.- Corrección de Momentos

Se los realiza con las expresiones:

$$M_x^* = M_x + H_y * h$$

$$M_y^* = M_y + H_x * h$$

Para la corrección de los momentos se realizan los siguientes cálculos:

- Cálculo del peso propio de la zapata

$$P_p = \text{Vol} * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$P_p = (a * b * c) * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

- Corrección de la Normal

$$N^* = N + P_p$$

#### Paso 6.- Cálculo de los esfuerzos con los Momentos y la Normal corregida

Se lo realiza con las ecuaciones generales para las cuatro esquinas, como se indica a continuación:

$$\sigma_1 = \frac{N^*}{A} + \frac{6 * M a}{a^2 * b} + \frac{6 * M b}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_2 = \frac{N^*}{A} - \frac{6 * M a}{a^2 * b} + \frac{6 * M b}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_3 = \frac{N^*}{A} + \frac{6 * M a}{a^2 * b} - \frac{6 * M b}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

$$: \quad \sigma_4 = \frac{N^*}{A} - \frac{6 * M a}{a^2 * b} - \frac{6 * M b}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

### Paso 8.- Verificación al vuelco

Para la verificación al vuelco, se comprobará que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores (N, Pp), respecto a un punto, superen a los momentos de vuelco (M, H) en ambas direcciones.

Se debe verificar:

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{v(a)} &= \frac{(N + P_p) * (a/2)}{M_y^*} \\ \gamma_{v(b)} &= \frac{(N + P_p) * (b/2)}{M_x^*} \end{aligned} \right\} \geq 1,50$$

Donde:

$\gamma_{V(a)}, \gamma_{V(b)}$  = Coeficientes de vuelco

### Paso 9.- Verificación al deslizamiento

Para la verificación al deslizamiento, se debe garantizar que la fuerza estabilizante, esto es el rozamiento existente entre la base de la zapata y el terreno o la cohesión (base suelo), superen a la fuerza deslizante (H).

Se deberá verificar según el tipo de suelo:

1).  $(N+P) * \operatorname{tg}\phi \geq (1,50)*H$  Para suelos sin cohesión (arenas)

2).  $A * C_d \geq (1,50)*H$  Para suelos cohesivos (arcillas)

Donde:

$\phi d = 2/3\phi = \text{ángulo de rozamiento interno de cálculo (minorado)}$

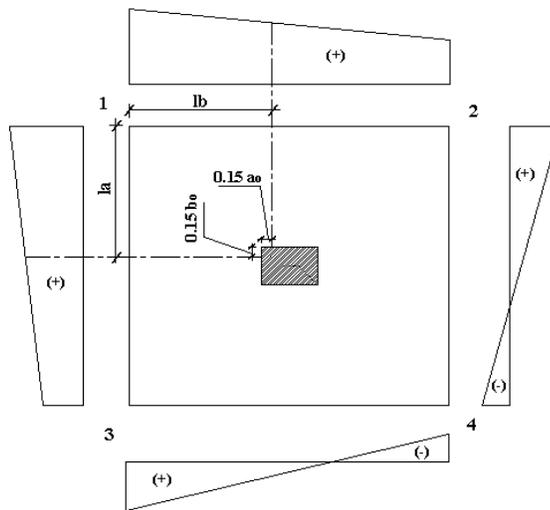
$Cd = 0,50 * C = \text{valor de cálculo (minorado) de la cohesión}$

$A = \text{superficie de la base de la zapata}$

Paso 10.- Cálculo de la armadura a flexión:

La armadura a flexión se determina en una sección S-S, a una distancia "la", "lb" del extremo de la zapata. A  $0,15a_0$  y  $0,15b_0$  del bloque del pilar en ambas direcciones.

Ilustración 12: Sección Crítica de Cálculo a Flexión



Fuente: Elaboración propia

- Cálculo del momento en la dirección "a"

Se realiza con las siguientes expresiones, deducidas de los diagramas de esfuerzos:

$$l_b = \frac{(a - a_0)}{2} + 0.15 * a_0$$

$$M_a = \frac{\sigma_a * l_b^2}{2} + \frac{1}{3} * (\sigma_1 - \sigma_a) * l_b^2$$

Donde:

$\sigma_a$  = es el esfuerzo en la sección de cálculo

$\sigma_1$  = es el esfuerzo en la esquina 1

$l_b$  = es la distancia a la cual se calcula el momento

- Momento mayorado

$$M_{ad} = M_a * \gamma_f$$

Paso 11.- Cálculo de la armadura necesaria

Se lo realiza para un ancho de 1m, con las siguientes expresiones:

- momento reducido de calculo

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

- cuantía geométrica mínima  $\omega$

Se adopta el valor de  $\omega$  para las losas, cuyo valor es 0.0015

- armadura necesaria y armadura mínima

$$\left. \begin{aligned} A_{s_a} &= \frac{\omega * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \\ A_{s_{min}} &= c * b_w * d \end{aligned} \right\} \text{De las dos, se escoge el área mayor}$$

El área necesaria de cálculo, se distribuirá en todo el ancho “b” de la zapata

$$A_s = A_{s_{nec}} \left( \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right) * b(\text{m})$$

Paso 12.- Cálculo del número de hierros

$$N^\circ \text{Hierros} = \frac{A_s}{A_\phi}$$

El número de hierros está definido por la siguiente expresión

Donde:

$A_s$  = es el área requerida por cálculo

$A_{\emptyset}$  = es el área de acero

Paso 13.- cálculo del espaciamiento entre barras

Se la realiza con la siguiente expresión:

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

Donde:

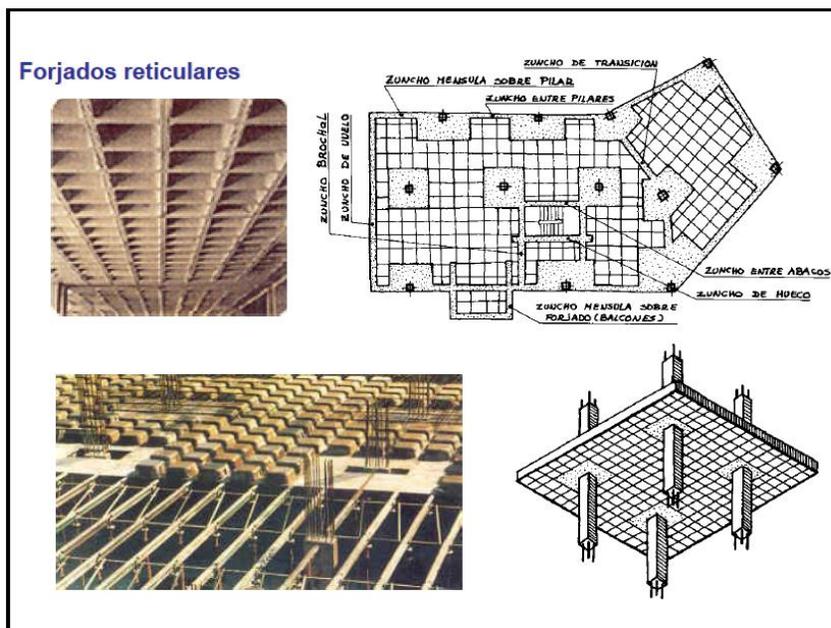
s = es el espaciamiento requerido.

r = es el recubrimiento lateral.

## 2.5.4. Losa Casetonada de H°A°

### 2.5.4.1. Introducción

Ilustración 13: Forjados Reticulares



Fuente: Forjados Reticulares de Regalado Tesoro Florentino

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.

#### 2.5.4.2. Tipos de Losas

Las losas pueden estar soportadas perimetral e interiormente por vigas monolíticas de mayor peralte, por vigas de otros materiales independientes o integradas a la losa; o soportadas por muros de hormigón, muros de mampostería o muros de otro material, en cuyo caso se las llama **Losas Sustentadas sobre Vigas**.

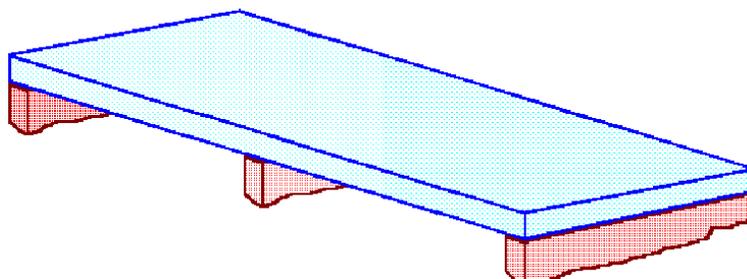
Si la geometría de la losa y el tipo de apoyo determinan que la magnitud de los esfuerzos en dos direcciones ortogonales sean comparables, se denominan **Losas Bidireccionales**. Si los esfuerzos en una dirección son preponderantes sobre los esfuerzos en la dirección ortogonal, se llaman **Losas Unidireccionales**.

#### 2.5.4.3. Losas Unidireccionales

Las Losas Unidireccionales se comportan básicamente como vigas anchas, que se suelen diseñar tomando como referencia una franja de ancho unitario (un metro de ancho). Existen consideraciones adicionales que serán estudiadas en su momento.

Cuando las losas rectangulares se apoyan en dos extremos opuestos, y carecen de apoyo en los otros dos bordes restantes, trabajan y se diseñan como losas unidireccionales.

Ilustración 14: Losa Unidireccional



Fuente: Hormigón Armando Marcelo Romo Proaño M. Sc

#### 2.5.4.4. Losas Bidireccionales

Cuando las losas se sustentan en dos direcciones ortogonales, se desarrollan esfuerzos y deformaciones en ambas direcciones, recibiendo el nombre de **Losas Bidireccionales**.

La ecuación general que describe el comportamiento de las losas bidireccionales macizas, de espesor constante, es conocida como la Ecuación de Lagrange o Ecuación de Placas, que se presenta a continuación:

$$\Delta\Delta w = \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D}$$
$$D = \frac{E \cdot h^3}{12(1 - \mu^2)}$$

Donde:

w : ordenada de la elástica de deformación de la placa en un punto de coordenadas (x, y)

D : rigidez a la flexión de la placa, análoga al producto E . I en vigas

E : módulo de elasticidad longitudinal del hormigón

h : espesor de la placa

m : coeficiente de Poisson del hormigón (su valor está comprendido entre 0.15 y 0.20)

La ecuación de Lagrange utiliza como fundamento la Ley de Deformación Plana de Kirchhoff que establece que una placa plana delgada, sometida a cargas perpendiculares a su plano principal, se deformará de modo que todos los puntos materiales que pertenecen a una recta normal a la superficie sin deformarse permanecerán dentro de la correspondiente recta normal a la superficie deformada (la versión simplificada para vigas diría que las secciones transversales planas antes de la deformación permanecen planas después de la deformación).

Las solicitaciones unitarias internas que se desarrollan en las placas quedan definidas por las siguientes expresiones.

$$m_x = -D \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right]$$

$$m_y = -D \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right]$$

$$m_{xy} = -D(1 - \mu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

$$v_x = -D \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right]$$

$$v_y = -D \frac{\partial}{\partial y} \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right]$$

Donde:

$m_x$  : momento flector alrededor del eje x, por unidad de ancho de losa

$m_y$  : momento flector alrededor del eje y, por unidad de ancho de losa

$m_{xy}$  : momento torsor, por unidad de ancho de losa

$v_x$  : esfuerzo cortante en la dirección x, por unidad de ancho de losa

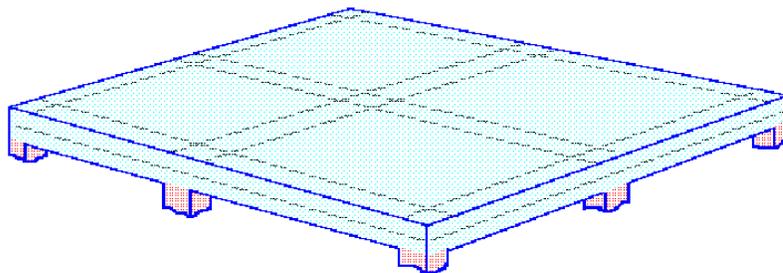
$v_y$  : esfuerzo cortante en la dirección y, por unidad de ancho de losa

Es importante notar que las deformaciones producidas por flexión en una de las direcciones generan esfuerzos flexionantes en la dirección perpendicular debido al efecto de Poisson. También debe tomarse en consideración de que simultáneamente a la flexión en las dos direcciones, aparecen momentos torsionantes que actúan sobre la losa.

Las dos primeras ecuaciones son análogas a la Ecuación General de la Flexión en Vigas, pero se incluye la deformación provocada por los momentos flexionantes transversales.

Las solicitaciones de diseño para las losas bidireccionales dependen de las cargas y las condiciones de apoyo. Existen tablas de diseño de losas para las cargas y las condiciones de apoyo (o de carencia de apoyo) más frecuentes (empotramiento o continuidad total; apoyo fijo con posibilidad de rotación; borde libre o voladizo), y en casos de geometrías y cargas excepcionales se pueden utilizar los métodos de las Diferencias Finitas o de los Elementos Finitos.

Ilustración 15: Losa Bidireccional



Fuente: Hormigón Armando Marcelo Romo Proaño M. Sc.

#### 2.5.4.5. 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 100cm y el ancho de nervio de 10cm y 15cm (Instrucción de Hormigón estructural EHE-08 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 (Instrucción de Hormigón estructural EHE-08 Art.56.2).

Limitaciones dimensionales para losas nervadas:

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

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

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

Para el caso de losas rectangulares apoyadas sobre vigas de mayor peralte cuya relación lado largo / lado corto sea menor que 2, el cálculo de las deflexiones se realiza con tres ecuaciones propuestas por los códigos.

La ecuación básica define una altura mínima genérica para la losa:

$$h_{\min} = \frac{L_n (800 + 0.0712 F_y)}{36000 + 5000\beta \left[ \alpha_m - 0.5(1 - \beta_s) \left( 1 + \frac{1}{\beta} \right) \right]}$$

Donde:

$h$ : altura de inercia equivalente en la losa nervada

$L_n$  : claro libre en la dirección larga del panel, medido de cara a cara de las columnas en losas sin vigas, y de cara a cara de las vigas en losas sustentadas sobre vigas

$F_y$  : esfuerzo de fluencia del acero en  $\text{kg/cm}^2$

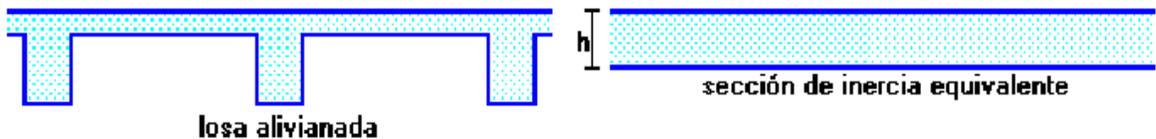
$a$  : promedio de los valores de  $a$  para las cuatro vigas en los bordes del panel, donde

$a$  = relación entre  $E \cdot I$  de la sección de la viga y  $E \cdot I$  del ancho de la losa limitada lateralmente por las líneas de centro de los paneles adyacentes a cada lado de la viga (donde las hubiera)

$b$  : relación de forma del panel = panel largo libre / panel corto libre

$\beta_s$  : relación entre la longitud de los bordes continuos del panel y el perímetro del panel (1 para un panel interior,  $1/2$  para un panel esquinero)

Ilustración 16: Inercia Equivalente de Losa Alivianada



Fuente: Hormigón Armando Marcelo Romo Proaño M. Sc.

Los resultados de la ecuación anterior no deben ser menores que la siguiente expresión:

$$h_{\min} \geq \frac{L_n (800 + 0.0712 F_y)}{36000 + 5000 \beta (1 + \beta_s)}$$

Así mismo, el valor obtenido con la ecuación básica no necesita ser mayor que la siguiente expresión:

$$h_{\min} \leq \frac{L_n (800 + 0.0712 F_y)}{36000}$$

#### **2.5.4.6. 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.

Las vigas T o L constituyen sin duda una solución estructural muy racional en hormigón la viga cuenta con una gran cantidad de material sometido a compresión y puede resistir grandes momentos flectores, aun con alturas reducidas.

#### **2.5.4.7. Tablas para el Diseño de Losas Nervadas Rectangulares**

Existen tablas para el diseño de losas, desarrolladas por diferentes autores, que facilitan el análisis y el diseño de las losas de geometrías y estados de carga más comunes, basadas en la mayor parte de los casos en la Teoría de Placas. Se han preparado, para esta publicación, tablas para el diseño de losas sustentadas perimetralmente en vigas de mayor peralte que las losas (de este modo nos aseguramos que las deflexiones en las vigas no tienen gran influencia sobre el comportamiento de las losas), sometidas a cargas uniformemente distribuidas. El tipo de sustentación está definido por las condiciones de borde de las losas. Para el modelamiento de las losas macizas se ha utilizado el Método de los Elementos Finitos basado en la Teoría de Placas, el mismo que se recomienda para analizar losas macizas de geometrías, estados de carga o condiciones de borde especiales, que no aparezcan en las tablas. Otra alternativa de análisis podría ser el uso del Método de las Diferencias Finitas. Para modelar las losas nervadas se ha utilizado el Análisis Matricial de Estructuras tradicional, para estructuras conformadas por barras rectas espaciales bajo la hipótesis de que el efecto de flexión es dominante sobre las deformaciones de cortante y torsión. Las tablas para losas nervadas constituyen una novedad importante con respecto a otras publicaciones similares. Las deformaciones y los momentos flectores que se obtienen en el modelo de losas nervadas son generalmente mayores que los valores obtenidos en losas macizas, debido a que los momentos torsores en las placas se transforman en momentos flectores en los nervios.

#### 2.5.4.7.1. Determinación de Armaduras

$$A_s = 0.85 * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * f_{cd} * d^2}} \right]$$

Donde los factores que componen esta expresión son ya conocidos.

#### 2.5.4.7.2. Determinación de la Armadura Mínima

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

$$\varphi_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

$$A_{s\min} = \varphi_{\min} * b * d$$

$F_y$ = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

El armado en losas nervadas se calculará tomando como ancho de la franja de hormigón el ancho de los nervios.

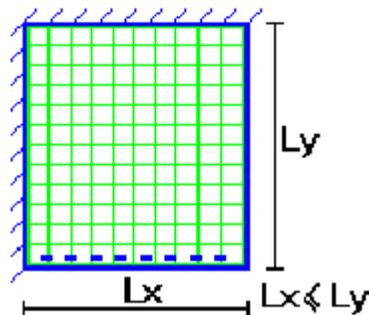
En la loseta de compresión de las losas nervadas deberá proveerse de acero de refuerzo para resistir la retracción de fraguado y los cambios de temperatura, de un modo similar a las losas macizas de espesor constante.

La diferencia entre las especificaciones para losas nervadas y para losas macizas se produce por que los nervios de las losas nervadas se comportan fundamentalmente como una malla espacial de vigas, y la loseta de compresión se comporta como una combinación de placa y membrana.

tablas para el diseño de losas macizas y nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente en vigas:

Existen tablas para el diseño de losas, desarrolladas por diferentes autores, que facilitan el análisis y el diseño de las losas de geometrías y estados de carga más comunes, basadas en la mayor parte de los casos en la Teoría de Placas. Se han

preparado, tablas para el diseño de losas sustentadas perimetralmente en vigas de mayor peralte que las losas (de este modo nos aseguramos que las deflexiones en las vigas no tienen gran influencia sobre el comportamiento de las losas), sometidas a cargas uniformemente distribuidas. El tipo de sustentación está definido por las condiciones de borde de las losas. Para modelar las losas nervadas se ha utilizado el Análisis Matricial de Estructuras tradicional, para estructuras conformadas por barras rectas espaciales bajo la hipótesis de que el efecto de flexión es dominante sobre las deformaciones de cortante y torsión. Las tablas para losas nervadas constituyen una novedad importante con respecto a otras publicaciones similares. Las deformaciones y los momentos flectores que se obtienen en el modelo de losas nervadas son generalmente mayores que los valores obtenidos en losas macizas, debido a que los momentos torsores en las placas se transforman en momentos flectores en los nervios.



En las tablas publicadas a continuación se presentan tres tipos genéricos de condiciones de borde:

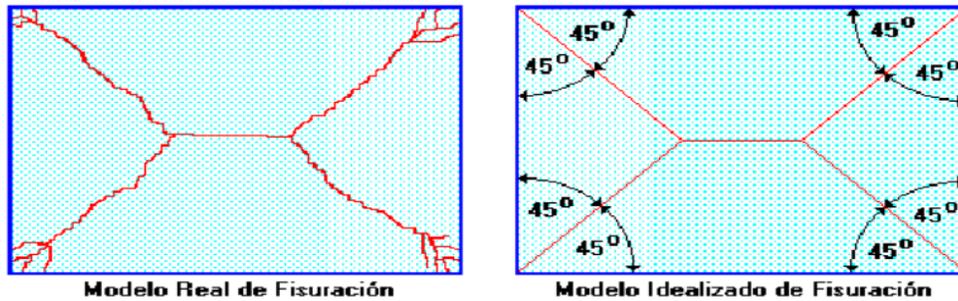
-  empotramiento
-  apoyo con rotación alrededor de la línea punteada
-  borde libre

### 2.5.4.7.3. Verificación de la Resistencia a Cortante

De acuerdo con la experimentación en que se basa la **Teoría de las Líneas de Rotura**, cuando una losa rectangular, sustentada en todo su perímetro sobre vigas de

mayor peralte y sometida a una carga uniformemente distribuida que actúa en toda su superficie, se encuentra al borde del colapso, se fisura conformando triángulos y trapecios.

Ilustración 17: Líneas de Rotura



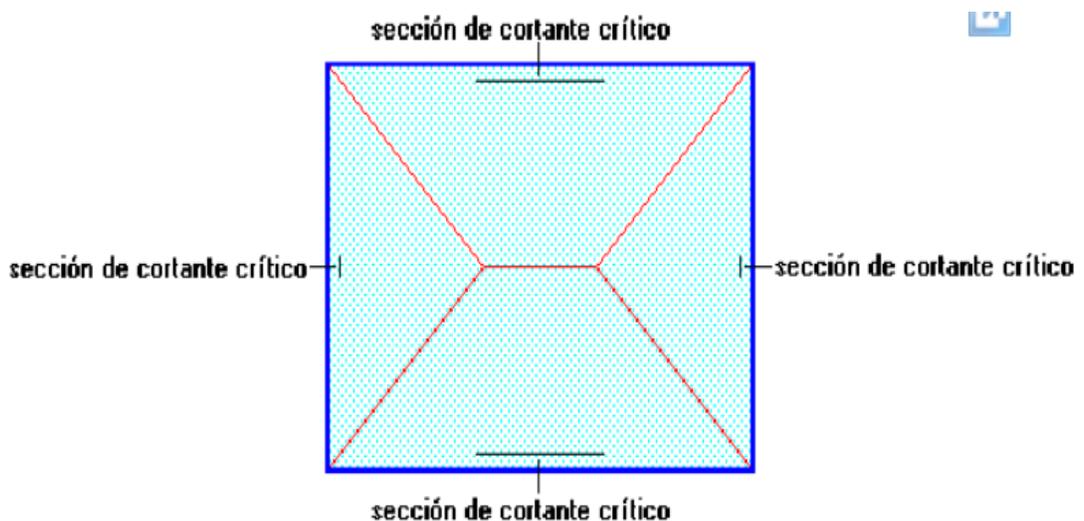
Fuente: Hormigón Armando Marcelo Romo Proaño M. Sc.

Bajo este estado límite, las fuerzas cortantes que generan las cargas que actúan en los triángulos y trapecios se transmiten directamente a las vigas en las que se sustentan los respectivos triángulos y trapecios.

Las losas deben estar en capacidad de resistir las fuerzas cortantes generadas por este tipo de comportamiento.

Las secciones críticas de las losas, para el diseño a cortante, se ubican en los sectores de ordenada máxima de los triángulos y trapecios, próximos a las vigas de apoyo.

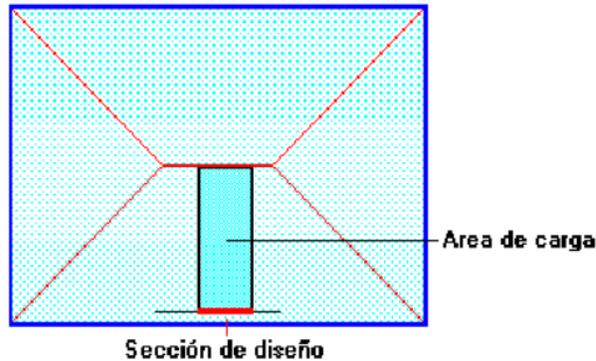
Ilustración 18: Cortante Crítico



Fuente: Hormigón Armando Marcelo Romo Proaño M. Sc.

Las cargas que solicitan las secciones de cortante crítico son aquellas que actúan sobre zonas ORTOGONALES limitadas por la línea de cortante crítico y la línea de figuración intermedia de la losa.

Ilustración 19: Sección De Ancho Unitario



Fuente: Hormigón Armando Marcelo Romo Proaño M. Sc.

Se toma la sección de diseño con ancho unitario (un metro de ancho) y la carga última superficial  $q_u$ . La sección de diseño está ubicada en la cara interna de la viga de apoyo estará a una distancia desde el eje de la misma  $(b/2)$ .

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

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d}$$

El esfuerzo cortante que puede soportar el hormigón es:

$$v_c = 0.5\sqrt{f'_c}$$

$$V_u < v_c$$

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

Armadura de 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 la figuración, se puede utilizar una malla electro soldada con esfuerzo de fluencia  $F_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ , requiriéndose la siguiente armadura mínima en las dos direcciones:

$$r_{\text{mín}} = 0.0020$$

$$A_{\text{smín}} = r_{\text{mín}} \cdot b \cdot d$$

El máximo espaciamiento entre alambres de la malla electro soldada es 5 veces el espesor de la loseta o 45 cm, el que sea menor:

$$e_{\text{máx}} = 5 h_f$$

$$e_{\text{máx}} \leq 45 \text{ cm}$$

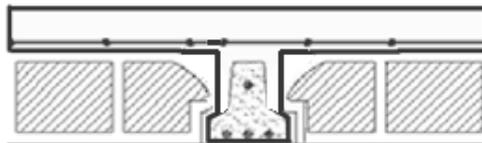
## 2.5.5. Cubierta Losa Alivianada Terraza

### 2.5.5.1. Verificación a Flexión

Como las viguetas son elementos pretensos no requieren de la verificación para un tiempo  $t$  inicial igual a cero. Es por tanto que se verificara si el momento resistente de diseño es mayor o igual al momento nominal.  $M_d \leq M_n$

Entonces de acuerdo a la geometría de la viguetas y su capa de hormigón, se tendrá las siguientes características de la pieza.

Ilustración 20: Sección en Estudio



Fuente: Elaboración Propia

### 2.5.5.2. Hallar las propiedades de la sección y/o viguetas pretensadas

Con todos los valores podemos verificar si la armadura empleada en las viguetas resiste al momento solicitante de diseño.

Con estos valores podemos encontrar el valor de P, para posteriormente verificar si el área de acero del pretensado resiste el momento de servicio.

Inecuaciones de fuerza de pretensado.

$$-\frac{M_T * C_1}{I} + \frac{\eta P_0 * e * C_1}{I} - \frac{\eta P_0}{A} \geq 0.45 * f'c$$

$$\frac{M_T * C_2}{I} - \frac{\eta P_0 * e * C_2}{I} - \frac{\eta P_0}{A} \leq 2 * \sqrt{f'c}$$

Asumir una fuerza **Po** de pretensado que cumpla las inecuaciones

Los tendones trabajan con un esfuerzo admisible es 0.70 fpu

$$F_{adm} = 0.70 f_{pu}$$

Fuerza de pretensado de los alambres

$$P_t = A_t * f_{adm}$$

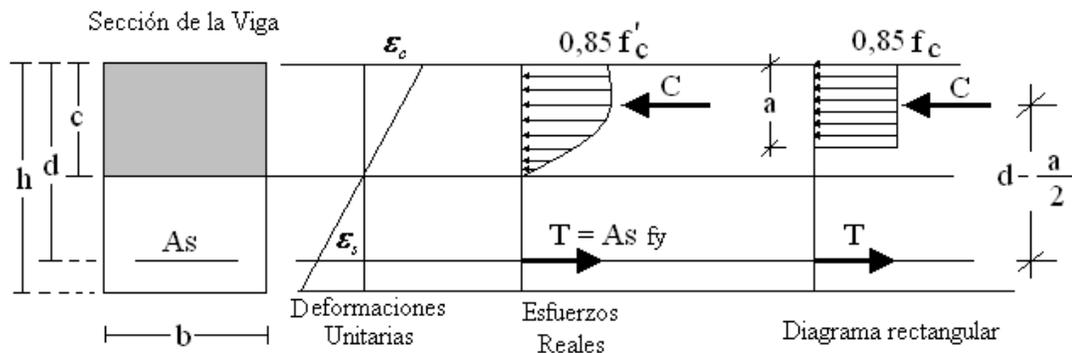
Verificación

$$P_t > P_o$$

### 2.5.5.3. Verificación de los Momentos Positivos

Para la verificación de momentos positivos se empleó el método del diagrama parábola rectángulo, empleando los datos de la envolvente encontramos la armadura pasiva necesaria para controlar dicha sollicitación.

Ilustración 21: Diagrama Parábola Rectángulo



Fuente: Jiménez Montoya "Hormigón Armado Edición 14°"

#### 2.5.5.4. Cálculo de la Armadura Pasiva

Cálculo del Pre esfuerzo Efectivo

$$f_{pe} = \frac{Pe}{A_{ps}}$$

Donde:

Pe = Es la fuerza de pretensado efectivo (después de las pérdidas)

A<sub>ps</sub> = Es el área de pretensado

#### 2.5.5.5. Garantizar la Ruptura por Alargamiento del Acero

si	$f_{pe} < 0,5 f_{pu}$	No se garantiza la ruptura por alargamiento
si	$f_{pe} > 0,5 f_{pu}$	Se inicia el proceso de cálculo

Cuantía de Acero

Donde:

$$\rho_e = \frac{A_{ps}}{b * d_p}$$

b = Es el ancho de la sección en la cara de compresión (fibra superior)

d<sub>p</sub> = Distancia entre la fibra más comprimida al centro de gravedad de la armadura

Esfuerzo en el Acero cuando la Viga Falla

Donde:

$$f_{ps} = f_{pu} \left[ 1 - \frac{\gamma_P}{\beta_1} * \rho_p * \frac{f_{pu}}{f'_c} \right]$$

$\gamma_P$  = Define la capacidad de fluencia del acero de pretensado

$\beta_1$  = Coeficiente de minoración

Bajan 0,05 cada 70 kg/cm<sup>2</sup> que aumenta hasta un mínimo de 0,65

Cálculo de a distancia desde la fibra superior al centroide del diagrama rectangular

$$a = \frac{A_{ps} * f_{ps}}{0.85 * f'_c * b}$$

Cálculo del momento que resiste Aps

$$Mu_1 = \left[ 0.85 * f'_c * a * b * \left( dp - \frac{a}{2} \right) * 2 \right] * \phi$$

Lo encontramos de la envolvente

### 2.5.5.6. Verificación para la necesidad de armadura pasiva

$$Mu = Mu_1 - Mu_2$$

donde:

Mu = Momento ultimo mayorado.

Mu1 = Momento que resiste Aps.

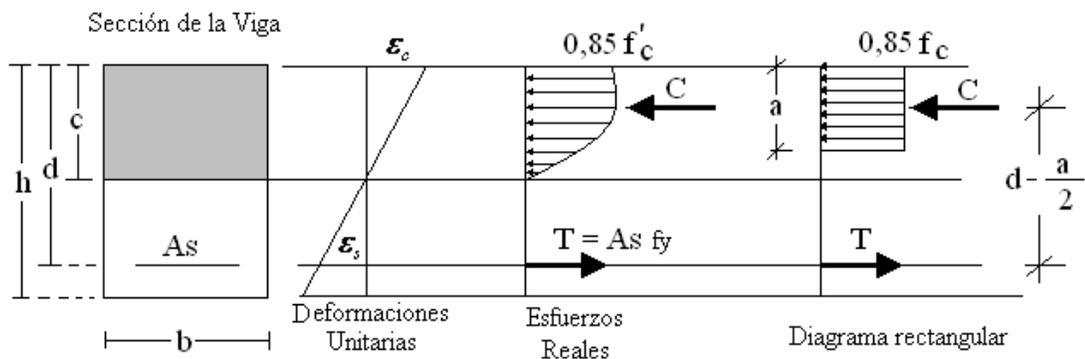
Mu2 = Momento que resiste Armadura pasiva

Sin embargo se coloca armadura constructiva de distribución y temperatura

### 2.5.5.7. Momento Negativo

Para el momento negativo se tiene que realizar la misma verificación teniendo en cuenta que ahora la tracción actúa en la parte superior y la compresión en la parte inferior

Ilustración 22: Diagrama Parábola Rectángulo



Fuente: Jiménez Montoya "Hormigón Armado Edición 15° "

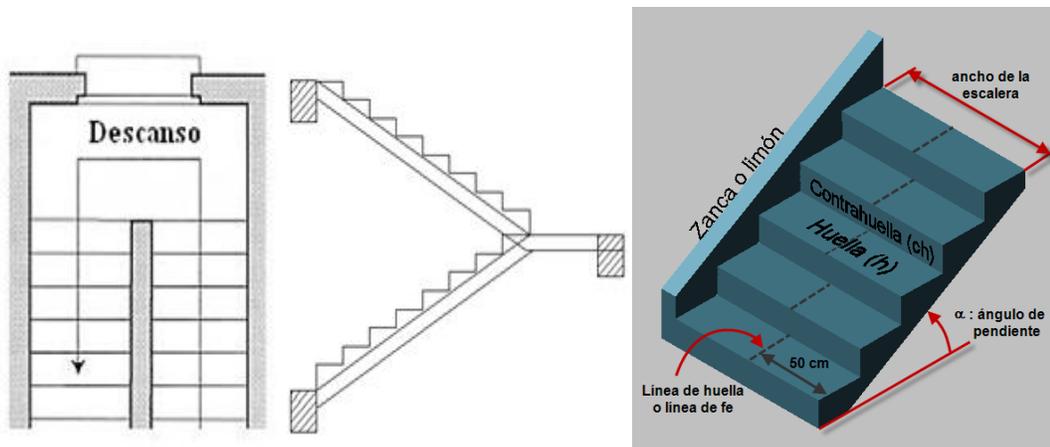
### 2.5.6. Escalera

Las escaleras son elementos importantes en una edificación las mismas que se necesitan ser analizadas con detenimiento, no solamente como estructura aislada en si, sino como parte de un todo, especialmente en el comportamiento sísmicos es por eso que se requiere tomar en cuenta los criterios adecuados para que las escaleras se encuentren lo suficientemente aisladas o ubicadas de tal manera que se pueda hacer un análisis con consideraciones las mas aproximadas a la realidad.

#### 2.5.6.1. Clasificación

**De dos tramos:** Se desarrolla a lo largo de dos lados de una caja de escalera estando el cuarto ocupado por el rellano.

Ilustración 23: Escalera de dos Tramos



Fuente: Prof. Rubén Darío Morelli

#### 2.5.6.2. Proceso de cálculo

Estas leyes se han derivado no sólo de la experiencia práctica, sino también de medidas sobre el cansancio de personas subiendo escaleras son diferentes formas de peldaños. Una dimensión frecuente es  $h = 30 \text{ cm}$  y  $c = 17 \text{ cm}$ . (Dando un ángulo  $\alpha = 29,5^\circ$ ). Fijadas las dimensiones  $c$  y  $h$ , se conoce la pendiente de los tiros de la escalera, dados por:

$$\tan\alpha = \frac{c}{h}$$

Para el trazado definitivo, ha de tenerse en cuenta que no suele permitirse que en un mismo tiro haya más de 14 peldaños.

### 2.5.6.3. Características Técnicas y Constructivas

En el cuadro N° 3.20 se especifican las dimensiones recomendadas de las escaleras distinguiendo, por exigencias constructivas, unas de acceso normal y otras de acceso rápido, teniendo en cuenta que éstas últimas sólo se montarán cuando no sea posible montar una escalera normal.

Tabla 5: Dimensiones Recomendadas De Las Escaleras

<b>Magnitud</b>	<b>Acceso Normal</b>
Inclinación A (Tg A = T/H)	20° - 45°
Distancia Vertical Entre Peldaños T (Contrahuella)	13 - 20cm.
Longitud Del Escalón H (Huella)	23 - 32cm.
Ancho Libre Mínimo	90cm.
Altura Del Pasamanos Por (4 O Más Peldaños)	90cm.
Altura Libre Vertical Y	220 - 230cm.
Altura Libre Z	200cm.
Expresión De Comodidad Del Paso	2 T + H = 63cm.
Expresión De Seguridad	T + H = 46cm.

Fuente: Prof. Rubén Darío Morelli

Otras dimensiones recomendadas son:

Calabazada  $c \geq 2,20$  m y proyectura  $0,02$  m  $\leq p \leq 0,05$  m

Es altamente no aconsejable la construcción de escaleras en que la forma de sostener los peldaños sea montados a horcajadas sobre una zanca recta o curva central, ya que carecen de contrahuella y existe un riesgo adicional de golpes o caídas.

La construcción y el uso habitual de escaleras de caracol deberán limitarse no sólo para emergencias, sino también para accesos normales de colectivos de personas. Las escaleras alabeadas o helicoidales son desfavorables a la seguridad por lo que también debería evitarse este tipo de diseño en los lugares de trabajo.

## **2.6. Estrategia Para La Ejecución Del Proyecto**

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

### **2.6.1. Especificaciones Técnicas**

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

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

### **2.6.2. Precios Unitarios**

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

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas; tomado en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10% y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 13% y un valor de IT del 3.09%.

### **2.6.3. Cómputos Métricos**

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

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

### **2.6.4. Presupuesto**

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

### **2.6.5. Cronograma De Actividades**

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

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

1. Dibujar los ejes horizontal y vertical.
2. Escribir los nombres de las tareas sobre el eje vertical.

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

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

Para el logro del objetivo general de la propuesta de nombre **“DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE DE LABORATORIOS Y TALLERES COLEGIO JULIO SUCRE”** se debe tener conocimiento del suelo de fundación, sobre el Hormigón Armado y estructuras de sustentación, en consecuencia con lo señalado, se debe elaborar el marco teórico.

## **CAPÍTULO III**

### **3. INGENIERÍA DEL PROYECTO**

#### **3.1. Análisis del Estudio de Suelos**

El estudio de suelos fue realizado en el Colegio Julio Sucre, fue hecho a una profundidad de 2.5 en un pozo y 3m donde se determinó el esfuerzo admisible del terreno donde será fundada la estructura.

El informe de dicho análisis se encuentra en el ANEXO 2, Con la elaboración del ensayo de penetración estándar (S.T.P.) y el trabajo de laboratorio donde se realizaron los ensayos de granulometría, límites de Atterberg dando como resultado el siguiente tipo de suelo:

Resultado lo siguiente: Arena limosa con grava A-2-4(0) con una resistencia admisible de  $2.125 \text{ kg/cm}^2$ , estos resultados se obtuvieron a una profundidad de 2.5 m del nivel del suelo, y una resistencia de  $2.3 \text{ kg/cm}^2$  a una profundidad de 3 m.

En cuanto se asumirá la resistencia de  $1.913 \text{ kg/cm}^2$ , nos bajamos un 10% para el diseño estructural yéndose al lado de la seguridad y por desgaste de equipo.

#### **3.2. Análisis de la topografía**

Se pudo apreciar que el terreno de emplazamiento del proyecto es completamente plana y se encuentra a una altura de 2001 m.s.n.m.. La topografía fue proporcionada por la Alcaldía Municipal de San Lorenzo, ver ANEXO 9.

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

El diseño arquitectónico fue proporcionado por la Alcaldía Municipal de San Lorenzo.

Algunas vigas y columnas fueron modificadas con el objetivo de optimizar.

Los planos arquitectónicos correspondientes se lo pueden apreciar detalladamente en la parte del ANEXO 9.

### **3.4. Planteamiento estructural**

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

#### **3.4.1. Estructura de cubierta**

Arquitectónicamente la cubierta era de losa alivianada con viguetas, debido a que se optimizó vigas y columnas tenemos luces mayores de 8.15m, comercialmente en el mercado tenemos viguetas máximo de 7.5m.

La cubierta se realizara de losa terraza casetonada.

#### **3.4.2. Estructura 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 y vigas de sección rectangular las losas serán forjados reticulares.

#### **3.4.3. Fundaciones**

Las fundaciones estarán compuestas de zapatas aisladas ya que el lugar de emplazamiento no colinda con otras edificaciones y también por el tipo de suelo. La fundación se encuentra a un nivel de -2.5 m.

### **3.5. Análisis, Cálculo y Diseño Estructural**

#### **3.5.1. Parámetros de Diseño**

La norma de diseño utilizada, fue la “Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87”, por su aplicabilidad a estructuras de hormigón armado, y su carácter de confiable, segura y conservadora en sus parámetros y datos. Además de su obligatoria aplicación en nuestro país desde su puesta en vigencia.

### 3.5.2. Normas Consideradas

- HORMIGON ARMADO: CBH-87  
Resistencia característica:  $F_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ .
- ACERO: Barras corrugadas según norma NB/UNE 7285/79.  
Designación: AH 500F;  $F_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ . (Extraído de CBH-87 Tabla 4.3.a)  
Módulo de deformación longitudinal:  $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ . (Extraído de CBH-87 sección 5.2.5)

### 3.5.3. Coeficiente Básico de Ponderación

Nivel de control normal (extraído de cbh-87 tabla 7.3.1.b )

- Coeficiente de mayoración de carga muerta: 1.6
- Coeficiente de mayoración de peso propio: 1.6
- Coeficiente de mayoración de carga viva: 1.6

### 3.5.4. Coeficientes de Minoración

- Coeficiente de minoración del hormigón = 1.5
- Coeficiente de minoración de acero = 1.15

### 3.5.5. Acciones

#### Peso propio:

Las cargas consideradas como permanentes son las cargas debidas a su peso propio de los elementos estructurales se calculara para cada elemento de acuerdo su volumen, y en función del peso específico del material, en este caso los elementos estructurales serán de hormigón armado, los pesos se calcularan de la siguiente manera

$$P_p = V_e \gamma_H$$

Dónde:

$P_p$ : Peso propio del elemento estructural

$V_e$ : Volumen del elemento estructural

$\gamma_H$  : Peso específico del hormigón ( $\gamma_H = 2400 \text{ kg/m}^3$ )

### **Sobre piso y acabados**

La carga de sobre piso y acabado se refiere al peso resultante de la capa de nivelación, cerámico y a la terminación de los techos con cielo raso de revoque de yeso.

#### **Peso de baldosa cerámica**

$$P_b = e \gamma_b = 18 \text{ kg/m}^2$$

Dónde:

P<sub>b</sub>: Peso de baldosa cerámica

e: Espesor de la baldosa cerámica (e = 1 cm)

γ<sub>b</sub> : Peso específico de baldosa cerámica ( γ<sub>b</sub> = 1800 kg/m<sup>3</sup>)

#### **Peso de cielo raso de yeso**

$$P_y = e \gamma_y = 31.25 \text{ kg/m}^2$$

Dónde:

P<sub>y</sub>: Peso de revoque de yeso para cielo raso

e: Espesor de revoque de yeso (e = 2.5 cm)

γ<sub>y</sub> : Peso específico del yeso ( γ<sub>y</sub> = 1250 kg/m<sup>3</sup>)

#### **Peso de carpeta de nivelación**

$$P_{cn} = e \gamma_{HS} = 63 \text{ kg/m}^2$$

Dónde:

P<sub>cn</sub>: Peso de carpeta de nivelación

e: Espesor de mortero (e = 3 cm)

γ<sub>m</sub> : Peso específico de hormigón simple ( γ<sub>m</sub> = 2100 kg/m<sup>3</sup>)

**Por lo tanto el valor de la carga de sobre pisos y acabados será igual a**

$$P_{sa} = P_{cn} + P_b + P_y = 112.25 \text{ kg/m}^2$$

Dónde:

Psa: Peso de sobre piso y acabado

Pcn: Peso de carpeta de nivelación

Pb: Peso de baldosa de cerámica

Py: Peso de revoque de yeso

### **Carga muerta correspondiente al forjado de viguetas**

Esta carga es calculada por el programa CYPECAD, con las siguientes características: FORJADO DE VIGUETAS DE HORMIGÓN PRETENSADO

Canto de bovedilla: 20 cm

Espesor capa compresión: 5 cm

Intereje: 60 cm

Bovedilla: Polietileno

Ancho del nervio: 12 cm

Volumen de hormigón: 0.093 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>

**Peso propio del forjado de viguetas pretensadas: 263 kg/m<sup>2</sup>**

### **Muro de ladrillo interior ( e =12 cm )**

Peso de ladrillo	3.7 kg/pza
Junta vertical y horizontal	1.5cm
Dosificación	1:6
Numero de ladrillos	
Horizontal	3.92
Vertical	5.12
Rendimiento	21.72

Volumen de mortero	0.016 m <sup>3</sup>
Peso de ladrillos para un metro cuadrado	80.36 kg/m <sup>2</sup>
Peso de mortero	33.6 kg/m <sup>2</sup>
Peso de revoque interior exterior	50 kg/m <sup>2</sup>
Peso por m <sup>2</sup>	164 kg/m <sup>2</sup>

<b>Cargas en kg/m por plantas</b>		
<b>Planta</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Carga (kg/m)</b>
planta baja	3.53	580
planta alta	3,73	612

### **Muro de ladrillo exterior ( e =18 cm )**

Peso de ladrillo	3.7 kg/pza
Junta vertical y horizontal	1.5cm
Dosificación	1:6
Numero de ladrillos	
Horizontal	3.92
Vertical	7.41
Rendimiento	29.05
Volumen de mortero	0.029 m <sup>3</sup>
Peso de ladrillos para un metro cuadrado	107.5 kg/m <sup>2</sup>
Peso de mortero	60.9 kg/m <sup>2</sup>
Peso de revoque interior exterior	50 kg/m <sup>2</sup>
Peso por m <sup>2</sup>	218.4 kg/m <sup>2</sup>

Tabla 6 Carga lineal de panel de vidrio

<b>cargas en kg/m por plantas</b>		
<b>Planta</b>	<b>altura (m)</b>	<b>carga (kg/m)</b>
planta baja	3,53	770
planta alta	3,73	815
Parapeto	1	219

Fuente: Elaboración propia

**b ) Sobrecargas de diseño.**-Las sobrecargas de diseño o cargas vivas serán las cargas referentes a la carga viva de personas, la carga de granizo.

**Carga viva :**

La carga viva para el laboratorio será de acuerdo a normativa un valor de:

Tabla 7 Sobrecarga de uso

<b>Tipo de Servicio</b>	<b>Sobrecargas</b>
	<b>Uniforme kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Bibliotecas</b>	
Salas de lectura	300

Salas de almacenamiento de libros	700
Áreas de archivo	
Apilamiento de hasta 1.8 m de altura	400
Por cada 0.3 m adicionales sobre 1.8 m	50
<b>Escuelas</b>	
Aulas	300
Corredores en pisos superiores a planta baja	400
Corredores en planta baja	500

Fuente: Norma Boliviana CBH-87

### **Carga de granizo**

Si bien no existen registros de este tipo de fenómenos en la zona, se tiene conocimiento de que se han presenciado en algunas épocas del año precipitaciones de nieve o granizo considerables, se asumirá un valor de altura de granizo con el siguiente valor

$$P_g = e \gamma_g = 45 \text{ kg/m}^2$$

Dónde:

$P_g$ : Peso de granizo por metro cuadrado

$e$ : Espesor de granizo ( $e = 5 \text{ cm}$ )

$\gamma_g$  : Peso específico de granizo ( $\gamma_g = 900 \text{ kg/m}^3$ )

### 3.5.6. Hipótesis de Carga

$$0.9*PP + 0.9*CM$$

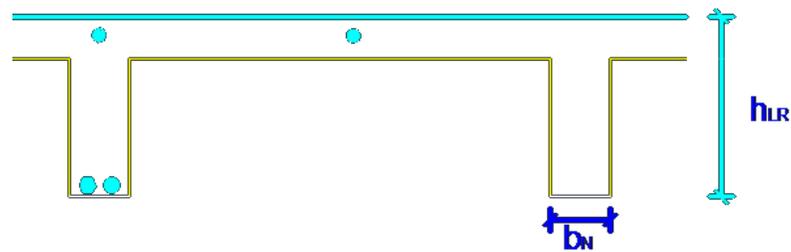
$$4.6*PP + 1.6*CM$$

$$0.9*PP + 0.9*CM + 1.6*Qa$$

$$1.6*PP + 1.6*CM + 1.6*Qa$$

### 3.5.7. Diseño de la Losa Casetonada de H°A°

Ilustración 24: Pre-dimensionamiento.



Fuente: Elaboración propia

Analizando el libro del ing. Florentino Regalado en la pag. 35

Altura de losa reticular

$$\frac{L}{20} \geq H(\text{canto}) \geq L/25$$

$$\frac{815}{20} \geq H(\text{canto}) \geq 815/25$$

$$40.75 \geq H(\text{canto}) \geq 32.6$$

$$h_{LR} = 35\text{cm}$$

El ancho del nervio

$$b_N \geq h/3.5$$

$$b_N \geq 35/3.5$$

$$b_N \geq 10\text{ cm}$$

Cuando se cumple esta condición se calcula como placa, caso contrario se calcula como pequeñas vigas. Con fines constructivos se calculara la losa con ancho de nervios de 10 cm.

### Datos geométricos

Espesor de la losa: 35 cm

Losa de compresión: 5 cm

Ancho del nervio: 10 cm

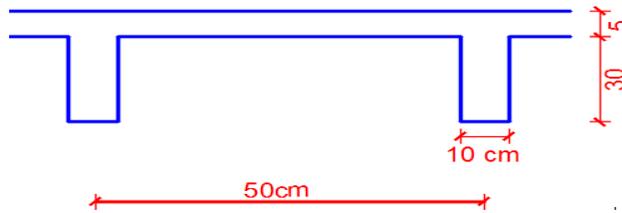
### Características de los materiales

Peso específico del hormigón  $\gamma_H = 2400 \text{Kg/m}^3$

Resistencia de cálculo del hormigón:  $f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero:  $f_{yd} = 4347.82 \text{ kg/cm}^2$

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



Fuente: Elaboración propia

### Determinación de las cargas de diseño en las losas

Peso propio de losa =  $(1 * 1 * 0.35) - (0.4 * 0.4 * 0.3) * 2400 = 379 \text{ kg/m}^2$

Peso de tabiquería =  $150 \text{ kg/m}^2$

carga permanente  $G = 379 + 150 = 529 \text{ kg/m}^2$

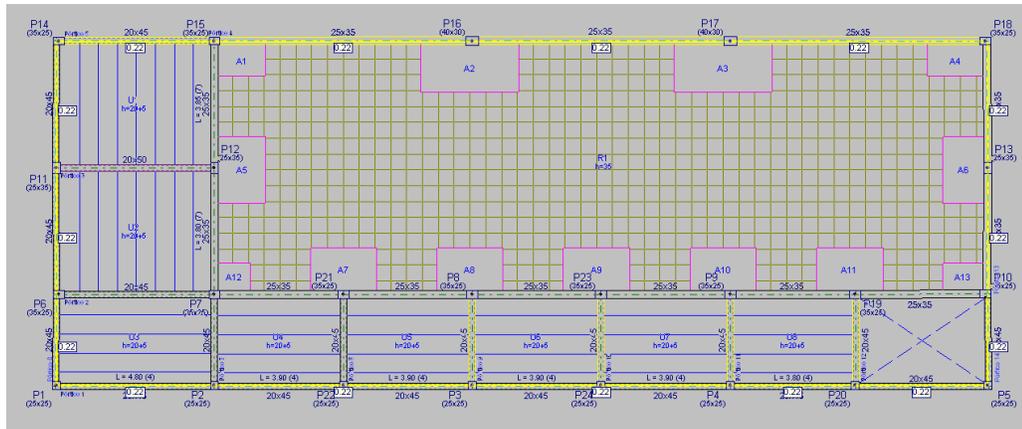
Polietileno =  $2.88 \text{ kg/m}^2$

$$\text{Ábacos} = 176.8 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{carga viva } Q = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$q_d = 1.6G + 1.6 * Q = 1.6 * 707.88 + 1.6 * 300 \Rightarrow q_d = 1612.6 \text{ kg/m}^2$$

Ilustración 25: Panel de Losas Nervadas del Nivel Planta Baja

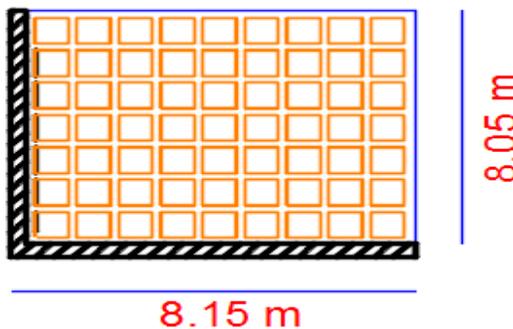


Fuente: Extraído cype-Cad 2016

Analizando los resultados del Cype-Cad podemos visualizar el sector que se encuentra a mayor sollicitación:

El coeficiente  $m_i$  para el cálculo de los momentos flectores se obtiene de las **tablas para el diseño de losas nervadas rectangulares, sometidas a cargas distribuidas uniformes** (ANEXO 1 TABLA N°7).

Ilustración 26: Condiciones de borde



Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo con las condiciones de continuidad que tiene esta losa, según las **tablas para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes (ANEXO 1 TABLA 7)**, la losa en estudio pertenece al CASO N°6.

Con  $\frac{l_x}{l_y} = \frac{8.05}{8.15} = 0.98$  ingresamos a la tabla, de donde obtenemos los valores de los coeficientes adimensionales para calcular los momentos flectores.

$$m_{y-} = 838.95$$

$$m_{y+} = 424.2$$

$$m_{x-} = 867.2$$

$$m_{x+} = 447.4$$

$$M = 0,0001 * m * q * Lx^2$$

$$Mu_{y-} = 0.0001 * 838.95 * 1612.6 * 8.05^2 = 8767.07 \text{ Kg * m/m}$$

$$Mu_{y+} = 0.0001 * 424.2 * 1612.6 * 8.05^2 = 4432.91 \text{ Kg * m/m}$$

$$Mu_{x-} = 0.0001 * 867.2 * 1612.6 * 8.05^2 = 9062.28 \text{ Kg * m/m}$$

$$Mu_{x+} = 0.0001 * 447.4 * 1612.6 * 8.05^2 = 4675.35 \text{ Kg * m/m}$$

**Cálculo de las armaduras:**

$$A_s = 0.85 * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * f_{cd} * d^2}} \right]$$

$$A_{sy-} = 0.85 * 100 * 32.5 * \frac{140}{4347.82} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{8767.07}{0.425 * 20 * 140 * 32.5^2}} \right]$$

$$= 7.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sy+} = 0.85 * 20 * 32.5 * \frac{140}{4347.82} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4432.91}{0.425 * 20 * 140 * 32.5^2}} \right]$$

$$= 3.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sx-} = 0.85 * 100 * 32.5 * \frac{140}{4347.82} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{9062.28}{0.425 * 20 * 140 * 32.5^2}} \right]$$

$$= 7.91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sx+} = 0.85 * 20 * 32.5 * \frac{140}{4347.82} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4675.35}{0.425 * 20 * 140 * 32.5^2}} \right]$$

$$= 3.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Determinación de la armadura mínima

$$A_{smin} = \varphi_{min} * b * d = 0.00333 * 32.5 * 20 \Rightarrow A_{smin} = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se puede ver que en todos los casos la armadura mínima es menor, por lo que se tomara en cuenta la armadura calculada.

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

Tabla 8: Determinación de la Armadura.

Asy(-) cm <sup>2</sup> /m	Asy(+) cm <sup>2</sup> /m	Asx(-) cm <sup>2</sup> /m	Asx(+) cm <sup>2</sup> /m
7.58	3.45	7.91	3.65

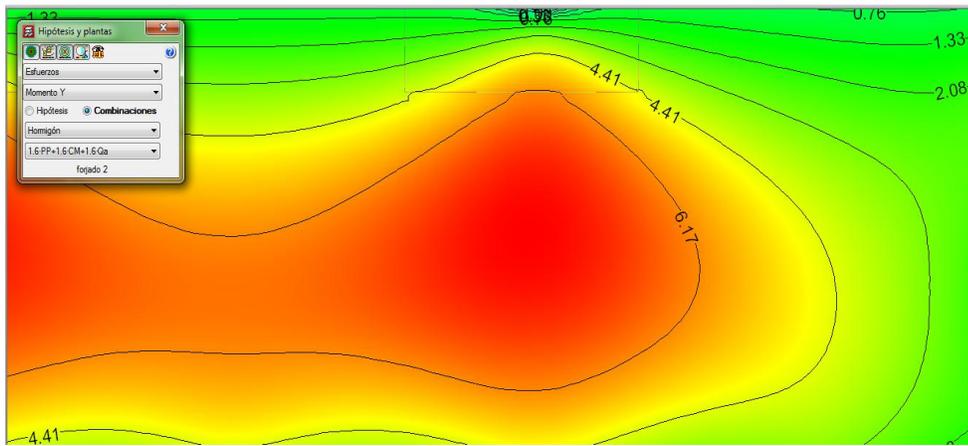
Fuente: Elaboración propia

Estos son los valores del área de acero que se necesita como máximo en cada dirección “X” (longitudinal) y “Y” (transversal) tanto superior como inferior.

Entrando al programa cype-cad podemos observar que las áreas de acero calculadas manualmente son muy parecidas a las que nos da el programa justamente en las zonas de mayores solicitaciones.

Pero haciendo un análisis minucioso podemos notar, que en el programa hay nervios que no necesitan mucha armadura en las zonas menos críticas.

Ilustración 27: Esfuerzos en Losas Reticulares



Fuente: Extraído de Cype-Cad

La ventaja que tenemos con el programa que realiza el cálculo de esfuerzos por elementos finitos, discretizando de mejor manera los esfuerzos producidos en ella, de esta manera podemos visualizar las zonas de mayor y menor incidencia es por esta razón que se debe realizar un análisis por sectores.

Por ejemplo en las zonas rojas tenemos mayores solicitaciones de armadura de refuerzo, en las zonas verdes menor solicitación de armadura

Si armamos toda la losa con estos valores cumplimos los máximos esfuerzos pero lo hacemos anti económica al elemento estructural.

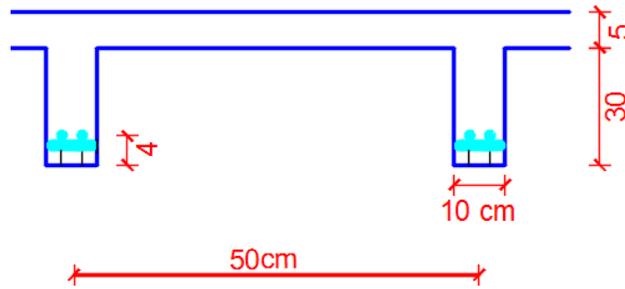
Por esta situación calcularemos la armadura necesaria para las zonas de menos solicitaciones.

**Según CBH-87**

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

$$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

Ilustración 28: Armadura base



Fuente: Elaboración Propia

Armadura mínima.

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

$$A_{min} \geq \frac{3}{1000} * 10\text{cm} * 35\text{cm}$$

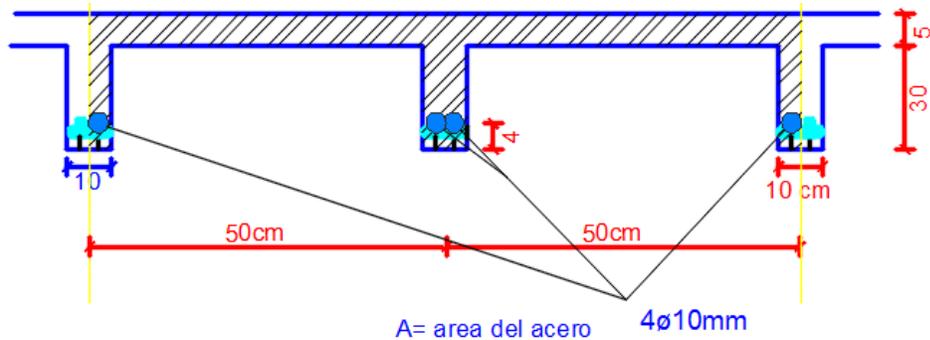
$$A_{min} \geq 1.05 \text{ cm}^2$$

⇒ 2 Φ 8 mm

⇒ Se recomienda colocar **2 Φ 10 mm**

Según la recomendación de la norma esto es una placa, y la placa se la calcula por un metro de ancho.

Ilustración 29: Placa de Ancho Unitario



Fuente: Elaboración Propia

De resistencia de materiales sabemos:

$$\sigma = F_s/A$$

$$F_s = \sigma * A$$

$$\Rightarrow \sigma = f_{yd}$$

$A = \gamma_s =$  factor de reducción del acero área del acero

$f_{yk} =$  resistencia característica del acero

$\gamma_s =$  factor de reducción del acero

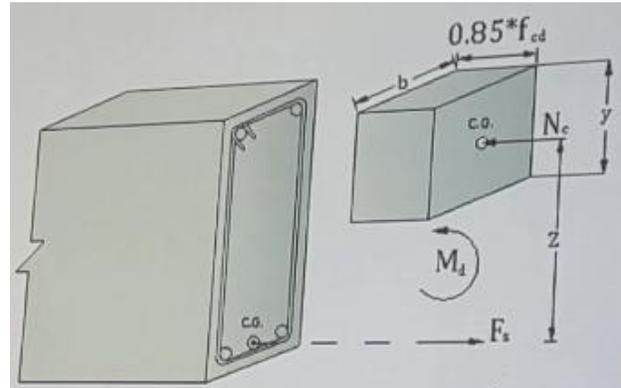
Ilustración 32: Paralelepípedo rectangular

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$F_s = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} * A$$

$$F_s = \frac{5000}{1.15} * 3.14$$

$$F_s = 13652.17 \text{ kg}$$



$F_s = 13652.17 \text{ kg}$  Resistencia del acero

Fuente: Ing. Reynaldo Zambrana

$$F_s = N_c$$

$$N_c = 0.85 * f_{cd} * b * d * y$$

$$13652.17 = 0.85 * \frac{210}{1.5} * 100 * y$$

Despejamos y

$$y = 1.14 \text{ cm}$$

## Momento de diseño

### Md 2010mm en cada nervio

$$M_d = N_c * Z$$

$$Z = h - \gamma_m - \frac{y}{2}$$

$$M_d = 13652.17 * \left( 0.35 - 0.04 - \frac{0.0114}{2} \right)$$

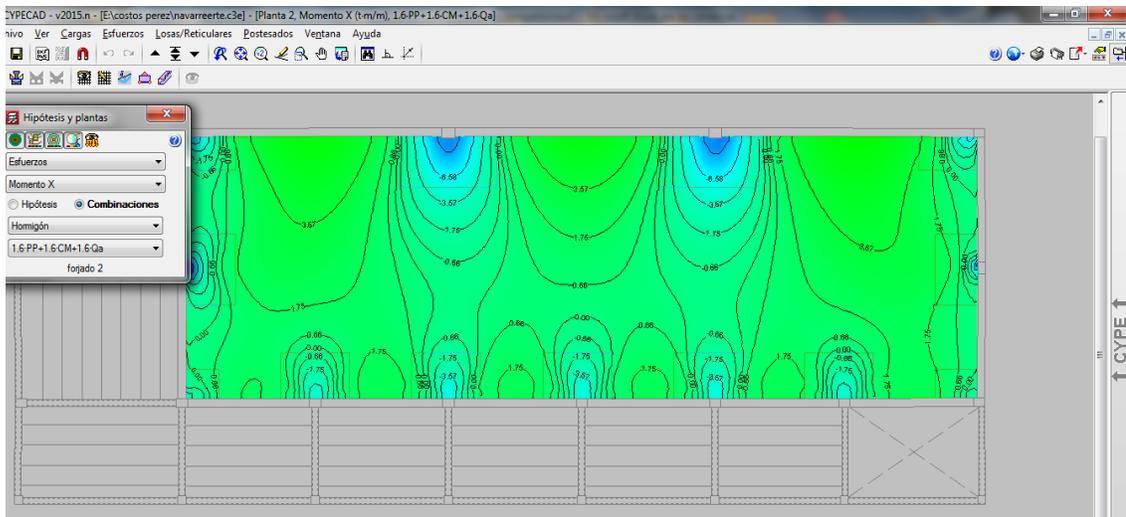
$$M_d = 4154.35 \text{ kg} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Podemos consultar los esfuerzos máximos de dimensionamiento que nos arroja el programa.

Para obtener el valor máximo puede ser necesario hacer zoom en los isovalores, vemos que.

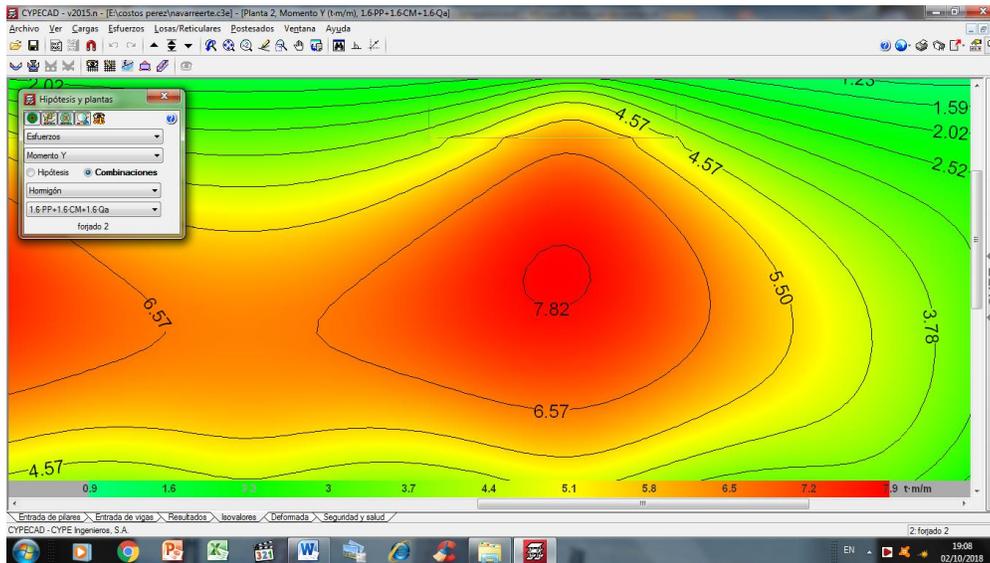
Hay una línea, si nos acercamos van apareciendo más, de esta manera se puede apreciar el valor máximo.

Ilustración 30: Esfuerzo Máximo (Isovalores)



Fuente: Extraído de Cype-Cad 2016

### Ilustración 31: Valor Tras el Zoom



Fuente: Extraído de Cype-Cad 2016

El momento máximo que nos da el programa es de:  $M_{max}=7.82 \text{ tn}\cdot\text{m/m}$

Si con **2010mm en cada nervio** que es la armadura base me resiste un esfuerzo de:

$$M_d = 4154.35 \text{ kg} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4.15 \text{ tn} \cdot \text{m/m}$$

Analizando en las zonas verdes que tengo esfuerzos de  $5 \text{ tn}\cdot\text{m/m}$ . cuanta armadura de refuerzo tengo que colocar.

**Analizando con: 2010mm+1016mm en cada nervio**

$$F_s = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot A$$

$$F_s = \frac{5000}{1.15} \cdot \frac{3.14 + 4.02}{1}$$

$$F_s = 31130.43 \text{ kg}$$

$$Md = 31130.43 \text{ kg} * \left(0.35 - 0.04 - \frac{0.0114}{2}\right)$$

$$Md = 9472.98 \text{ kg} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$Md = 9.47 \text{ tn} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

**Analizando con: 2010mm+1012mm en cada nervio**

$$F_s = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} * A$$

$$F_s = \frac{5000}{1.15} * \frac{3.14 + 2.26}{1}$$

$$F_s = 23478.26 \text{ kg}$$

$$Md = 23478.26 \text{ kg} * \left(0.35 - 0.04 - \frac{0.0114}{2}\right)$$

$$Md = 7144.43 \text{ kg} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$Md = 7.14 \text{ tn} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

**Analizando con: 2010mm+1010mm en cada nervio**

$$F_s = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} * A$$

$$F_s = \frac{5000}{1.15} * \frac{3.14 + 1.57}{1}$$

$$F_s = 20478.26 \text{ kg}$$

$$Md = 20478.26 \text{ kg} * \left(0.35 - 0.04 - \frac{0.0114}{2}\right)$$

$$Md = 6231.53 \text{ kg} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$Md = 6.23 \text{ tn} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

**Analizando con: 2Ø10mm+1Ø8mm**

$$Fs = \frac{fyk}{\gamma_s} * A$$

$$Fs = \frac{5000}{1.15} * \frac{3.14 + 1.01}{1}$$

$$Fs = 18043.47 \text{ kg}$$

$$Md = 18043.47 \text{ kg} * \left(0.35 - 0.04 - \frac{0.0114}{2}\right)$$

$$Md = 5490.63 \text{ kg} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$Md = 5.49 \text{ tn} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Concluimos:

Para las zonas más solicitadas **2 Ø 10mm + 1 Ø 16mm**

Para las zonas medias **2 Ø 10mm + 1 Ø 12mm**

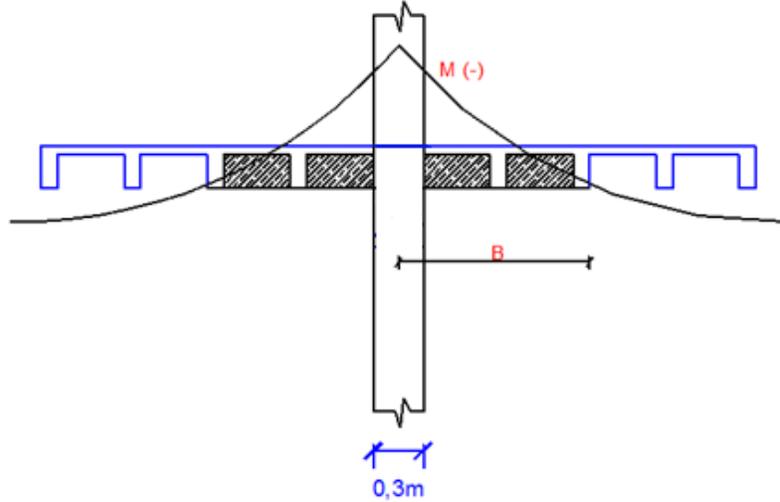
Para las zonas medias **2 Ø 10mm + 1 Ø 10mm**

Para las zonas menos solicitadas **2 Ø 10mm + 1 Ø 8mm**

Ver planos estructurales ANEXO 9.

## Diseño y Comprobación del Abaco

Ilustración 32: Longitud del Abaco



### DISEÑO EN ESTADO LÍMITES ULTIMOS

#### ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE FLEXION

$$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 166.667 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 4347.82 \text{ kg/cm}^2$$

Dónde:

$f_{ck}$  : Resistencia característica del hormigón a compresión (28días)

$f_{yk}$  : Limite de fluencia del acero

$\gamma_c$  : Coeficiente de minoración de resistencia del hormigón

$\gamma_s$  : Coeficiente minoración de resistencia del acero

$f_{cd}$  : Resistencia de diseño del hormigón a compresión

$f_{yd}$  : Resistencia de diseño del acero.

### **Datos Geométricos de la sección**

$a_o = 40$  cm

$b_o = 30$  cm

$h = 35$  cm

$r = 2.5$  cm

$d = h - r = 32.5$  cm

$t = 100$  cm

### **Datos del Análisis Estructural**

$F_{sd} = 55300$  kg

Donde :

$F_{sd}$  : Esfuerzo de punzonamiento de calculo

### **SUPERFÍCIE CRÍTICA DE PUNZONAMIENTO**

$$U_1 = 4 * \pi * d + 2 * (a_o + b_o)$$

$$U_1 = 548.407 \text{ cm}$$

$$U_o = 2 * a_o + 2 * b_o$$

$$U_o = 140 \text{ cm}$$

### **ESFUERZO DE PUNZONAMIENTO**

$\beta$ : Coeficiente que tiene en cuenta los efectos de excentricidad de la carga. Cuando no existen momentos transferidos entre losa y soporte toma el valor 1,00. Simplificadamente, cuando existen momentos transferidos entre losa y soporte,  $\beta$

puede tomarse igual a 1,15 en soportes interiores, 1,40 en soportes de borde y 1,50 en soportes de esquina.

$$\beta_i = 1,15$$

$$\beta_m = 1,4$$

$$\beta_e = 1,5$$

$$F_{sdef} = \beta_m * F_{sd}$$

Calculando se tiene:

$$F_{sdef} = 77420 \text{ kg}$$

### **MÁXIMA CAPACIDAD A PUNZONAMIENTO**

$$F_{sdef} \leq 0,3 * f_{cd} * U_o * d$$

$$0,3 * f_{cd} * U_o * d = 191100 \text{ kg}$$

### **COMPROBACIÓN DE PLACAS SIN ARMADURA TRANSVERSAL**

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

Se calcula el valor de  $\tau_{sd}$ :

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sdef}}{U_1 * d}$$

$$\tau_{sd} = 4,344 \text{ kg/cm}^2$$

Cuantía geométrica de armadura longitudinal de la losa, siendo  $\rho_x$  y  $\rho_y$  las cuantías en dos direcciones perpendiculares.

$$\rho_x = 0,07$$

$$\rho_y = 0,07$$

Se calcula el valor de  $\tau_{rd}$ :

$$\tau_{sd} = 0.12 * \left( 1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}} \right) * \left( \sqrt{100 * \rho * f_{cd} * \frac{\text{kg}^2}{\text{cm}^4}} \right)^{1/3}$$
$$\tau_{sd} = 2.435 \text{ kg/cm}^2$$

No se comprueba la siguiente condición:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

### **COMPROBACIÓN DE PLACAS CON ARMADURA TRANSVERSAL**

Es necesario efectuar tres comprobaciones: en la zona con armadura por punzonamiento, en la zona exterior a dicha armadura y en la zona adyacente a dicho soporte o zona cargada.

#### **Zona con Armadura de Punzonamiento**

La armadura de punzonamiento se dispondrá en la zona crítica, situándola generalmente en varios contornos concéntricos con el perímetro del soporte o zona cargada:

$$(\tau_{sd} - \tau_{rd}) * U_1 * d = ((A_s * f_{yd})/s) * 0.9 * d$$

Donde:

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

Despejando  $A_s$  se tiene:

$$A_s = \frac{(\tau_{sd} - \tau_{rd}) * U_1 * d * s}{0.9 * f_{yd} * d}$$

$$A_s = 5.351 \text{ cm}^2$$

### Zona Exterior a la Armadura de Punzonamiento

En la zona exterior a la armadura de punzonamiento es necesario comprobar que no se requiere dicha armadura, para lo cual debe cumplirse la siguiente condición:

$$\frac{Fsd}{U2 * d} \leq 0.12 * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) * \sqrt[3]{100 * \rho * fcd}$$

Calculando se tiene:

$$a2 = 250 \text{ cm}$$

$$b2 = 130 \text{ cm}$$

$$U2 = 2 * a2 + 2 * b2 = 600 \text{ cm}$$

$$\frac{Fsd}{U2 * d} = 2.239 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$0.12 * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) * \sqrt[3]{100 * \rho * fcd} = 2.435 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

### Zona Adyacente a la Columna

Debe cumplirse la siguiente condición:

$$\left(\tau_{sd} = \frac{\beta_i * F_{sdef}}{U1 * d}\right) \leq 0.3 * fcd$$

Calculando se tiene:

$$\tau_{sd} = 4.344 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

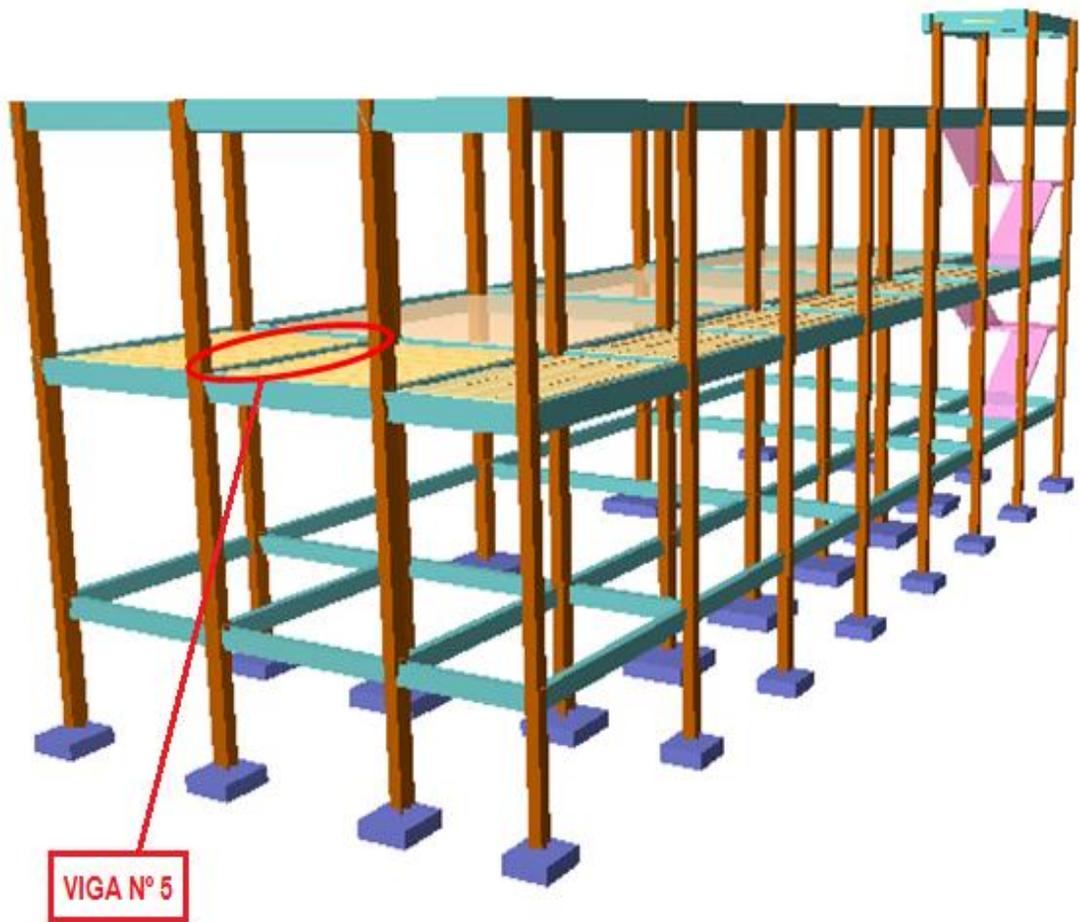
$$0.3 * fcd = 42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Cumple la condición.}$$

### 3.5.8. Diseño de Vigas de H°A°

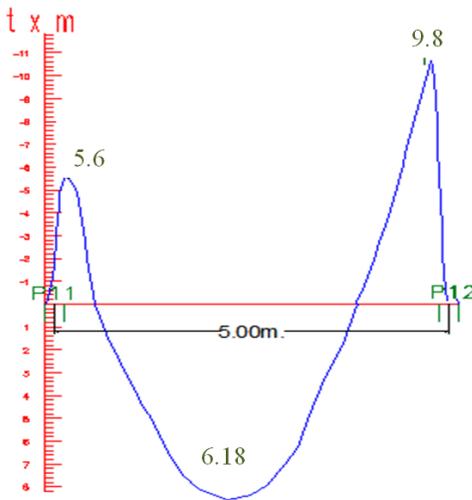
Las solicitaciones son determinadas por el programa computarizado CYPECAD 2016 y están condicionadas por la combinación más desfavorable la cual corresponde a:

$$1,6*G \text{ (carga permanente)} + 1,6*Q \text{ (sobrecarga de uso).}$$

Ilustración 33: Viga de mayor solicitación



Análisis de la viga más solicitada, planta baja, que se encuentra entre las columnas 11 y 12 las solicitaciones de diseño es la siguiente:



Datos:

$M_d = 618000 \text{ kg cm}$

Momento factorizado de cálculo

$h = 45 \text{ cm}$

Altura de viga.

$b_w = 20 \text{ cm}$

Base de la viga.

$L = 500 \text{ cm}$

Longitud de la viga.

$r = 2.5 \text{ cm}$

Recubrimiento.

$d = 45 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} = 42.5 \text{ cm}$       Altura efectiva de la viga.

$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$       Esfuerzo característico del H°.

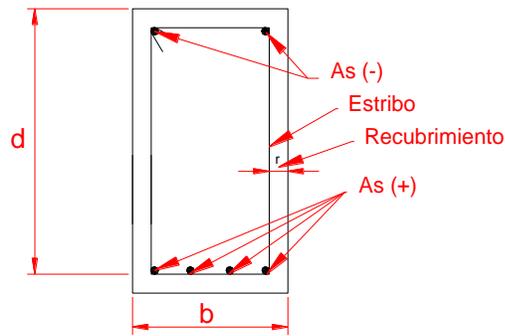
$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$       Esfuerzo de fluencia del acero.

$\gamma_c = 1,5$       Coeficiente de minoración del H°.

$\gamma_s = 1,15$       Coeficiente de minoración del acero.

$\gamma_f = 1,6$       Coeficiente de ponderación del efecto desfavorable.

$u_{lim} = 0,319$       Momento reducido límite.



### Cálculo de resistencia de diseño del hormigón y acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 4347.8 \text{ kg/cm}^2$$

**Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ ).**- Con los datos de entrada procedemos a calcular el momento flector reducido el cual está en función del momento factorizado y las propiedades de la sección y el material utilizado ( $H^\circ A^\circ$ )

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{618000}{20 * (42.5)^2 * 140} = 0,1221$$

Como:  $\mu_{lim} = 0.319 > \mu_d = 0.1221$  no necesita armadura a compresión

Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) del anexo A-1 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con:  $\mu_d = 0,1221$  se obtiene una cuantía mecánica de  $W_s = 0,132$

### Disposición de la armadura: ( $A_s$ )

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,132 * 20 * 42.5 * \frac{140}{4347.8}$$

$$A_s = 3.61 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima: (As) w<sub>mín</sub>=0,0028**

$$A_{s \text{ min}} = w_{\text{min}} * b_w * h = 0,0028 * 20 * 45 = 2,52 \text{ cm}^2$$

**Como: As > As min**

Se escogerá el área (As) = 3.61 cm<sup>2</sup>

Los tipos de diámetros a emplear son:

$$\Phi 16 \quad A_s (\text{cm}^2) = 2,01$$

La armadura que se dispondrá es: 2  $\Phi$  16

$$A_{s\Phi 16 \text{ mm}} = 2 * 2,01 \text{ cm}^2 = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ real} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$4.02 \text{ cm}^2 > 3.61 \text{ cm}^2 \quad \text{!!Ok cumple!!}$$

**CÁLCULO DE LA ARMADURA NEGATIVA PARA LA VIGA EN LA COLUMNA 12**

Md= 982000 kg cm

Momento factorizado de cálculo

**Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ ).**- Con los datos de entrada procedemos a calcular el momento flector reducido el cual está en función del momento factorizado y las propiedades de la sección y el material utilizado (H<sup>o</sup>A<sup>o</sup>)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{982000}{20 * (42.5)^2 * 140} = 0,194$$

Como:  $\mu_{lim} = 0.319 > \mu_d = 0.194$  no necesita armadura a compresión

Determinación de la cuantía mecánica: (Ws) del anexo A-1 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con:  $\mu_d = 0,194$  se obtiene una cuantía mecánica de Ws= 0.226

**Disposición de la armadura: (As)**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,226 * 20 * 42.5 * \frac{140}{4347.8} = 6.91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.18 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima: (As)  $w_{\min}=0,0028$**

$$A_{s \min} = w_{\min} * b_w * h = 0,0028 * 20 * 45 = 2,52 \text{ cm}^2$$

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

Se escogerá el área (As) = 6.18 cm<sup>2</sup>

Los tipos de diámetros a emplear son:

$$\Phi 16 \quad A_s (\text{cm}^2) = 2.01$$

$$\Phi 12 \quad A_s (\text{cm}^2) = 1.13$$

La armadura que se dispondrá es: 2  $\Phi 12$  + 2  $\Phi 16$

$$A_{s\Phi 12 \text{ mm}} = 2 * 1.13 \text{ cm}^2 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\Phi 16 \text{ mm}} = 2 * 2,01 \text{ cm}^2 = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ real} = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$6.28 \text{ cm}^2 > 6.18 \text{ cm}^2 \quad \text{!!Ok cumple!!}$$

## **CÁLCULO DE LA ARMADURA NEGATIVA PARA LA VIGA EN LA COLUMNA 11**

Md= 560000 kg cm

Momento factorizado de cálculo

**Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu d$ ).**- Con los datos de entrada procedemos a calcular el momento flector reducido el cual está en función del

momento factorizado y las propiedades de la sección y el material utilizado ( $H^{\circ}A^{\circ}$ )

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{5.6 * 100 * 1000}{20 * (42.5)^2 * 140} = 0,111$$

Como:  $\mu_{lim} = 0.319 > \mu_d = 0.111$  no necesita armadura a compresión

Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) del anexo A-1 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con:  $\mu_d = 0,111$  se obtiene una cuantía mecánica de  $W_s = 0.120$

**Disposición de la armadura: ( $A_s$ )**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,12 * 20 * 42.5 * \frac{140}{4347.8} = 3.276 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.276 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima: ( $A_s$ )  $w_{min} = 0,0028$**

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * h = 0,0028 * 20 * 45 = 2,52 \text{ cm}^2$$

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

Se escogerá el área ( $A_s$ ) = 3.276  $\text{cm}^2$

Los tipos de diámetros a emplear son:

$$\Phi 12 \quad A_s (\text{cm}^2) = 1.13$$

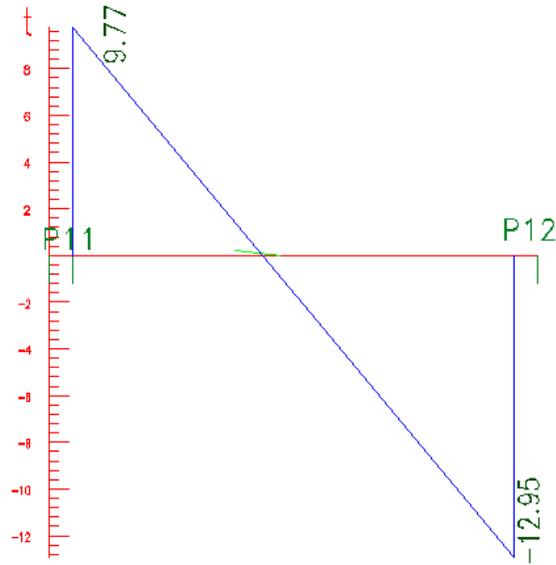
La armadura que se dispondrá es: 3  $\Phi$  12

$$A_{s\Phi 12 \text{ mm}} = 3 * 1.13 \text{ cm}^2 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ real}} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$3.39 \text{ cm}^2 > 3.27 \text{ cm}^2 \quad \text{!!Ok cumple!!}$$

## Cálculo de la armadura transversal para la viga



### Armadura transversal en la viga a lado de la columna 11

$V_d = 9,77 \text{ tn}$  Cortante mayorado

### Cálculo de resistencia de diseño del hormigón y acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 4347.8 \text{ kg/cm}^2$$

Nota: como  $f_{yd} > 4200 \text{ kg/cm}^2$  y la norma no permite  $f_{yd}$  mayores a  $4200 \text{ kg/cm}^2$

$$f_{yd} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

### Cortante de agotamiento por tracción del alma ( $V_{cu}$ )

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

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 5,92 * 20 * 42.5 = 5032 \text{ kg}$$

Si  $V_d \leq V_{cu}$  el hormigón de la pieza resiste por sí sólo el esfuerzo cortante y la viga no necesita teóricamente armadura transversal. No obstante, es necesario colocar estribos de seguridad, cuyo diámetro no sea inferior a 6 mm

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$9770.0 \text{ Kg} \leq 5032 \text{ Kg} \text{ No Cumple}$$

Como:  $V_d > V_{cu}$

### Agotamiento por compresión oblicua del alma ( $V_{ou}$ )

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 0,30 * 140 * 20 * 42.5 = 35700 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} = 5032 \text{ kg} < 9770 \text{ kg} < 35700 \text{ kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 9770 - 5032 = 4738 \text{ kg}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{4738 * 100}{0,90 * 42.5 * 4200} = 2.95 \text{ cm}^2$$

Donde:

$f_{vd}$  : Resistencia convencional del hormigón a cortante ( $\text{kg/cm}^2$ ).

$V_{cu}$  : Contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante.

$d$  : Canto útil.

$b_w$  : Base de la viga.

$V_{su}$  : Esfuerzo necesario que debe de resistir la armadura transversal.

$V_{ou}$  : Agotamiento por compresión del alma.

### Cálculo de la armadura mínima

$$A_{st \min} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 20 * 100 * \frac{140}{4200} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor  $A_{st} = 2.95 \text{ cm}^2/\text{m}$

La armadura transversal para una pierna será: 1,48 cm<sup>2</sup>/m

Se adoptará un diámetro  $\Phi = 6$  mm

Se tiene un área  $A = 0,283$  cm<sup>2</sup>

$$N^{\circ}pza = \frac{Ast_1 \text{ pierna}}{A \phi 6mm} = \frac{1,48}{0,283} = 5,23 \approx 6 \text{ pza}$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria obtenemos la separación  $100/6 = 16.67$  cm

**Se empleará: 7  $\Phi 6$  c/15 cm (en el lado izquierdo de la viga)**

### **Armadura transversal en la viga a lado de la columna 12**

Vd= 12.95 tn                      Cortante mayorado

### **Cálculo de resistencia de diseño del hormigón y acero**

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \qquad f_{cd} = 4347.8 \text{ kg/cm}^2$$

Nota: como  $f_{yd} > 4200 \text{ kg/cm}^2$  y la norma no permite  $f_{yd}$  mayores a  $4200 \text{ kg/cm}^2$

$$f_{yd} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

### **Cortante de agotamiento por tracción del alma ( $V_{cu}$ )**

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

$$V_{cu} = f_{vd} * bw * d = 5,92 * 20 * 42.5 = 5032 \text{ kg}$$

Si  $V_d \leq V_{cu}$  el hormigón de la pieza resiste por si sólo el esfuerzo cortante y la viga no necesita teóricamente armadura transversal. No obstante, es necesario colocar estribos

de seguridad, cuyo diametro no sea inferior a 6 mm

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$12950.0 \text{ Kg} \leq 5032 \text{ Kg} \text{ No Cumple}$$

Como:  $V_d > V_{cu}$

### Agotamiento por compresión oblicua del alma ( $V_{ou}$ )

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 0,30 * 140 * 20 * 42.5 = 35700 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} = 5032 \text{ kg} < 12950 \text{ kg} < 35700 \text{ kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 12950 - 5032 = 7918 \text{ kg}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{7918 * 100}{0,90 * 42.5 * 4200} = 4.93 \text{ cm}^2$$

Donde:

$f_{vd}$  : Resistencia convencional del hormigón a cortante ( $\text{kg/cm}^2$ ).

$V_{cu}$  : Contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante.

$d$  : Canto útil.

$b_w$  : Base de la viga.

$V_{su}$  : Esfuerzo necesario que debe de resistir la armadura transversal.

$V_{ou}$  : Agotamiento por compresión del alma.

### Cálculo de la armadura mínima

$$A_{st \text{ min}} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 20 * 100 * \frac{140}{4200} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor  $A_{st} = 4.93 \text{ cm}^2/\text{m}$

La armadura transversal para una pierna será:  $2.46 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se adoptará un diámetro  $\Phi = 6 \text{ mm}$

Se tiene un área  $A = 0,283 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{pza} = \frac{A_{st1} \text{ pierna}}{A \phi 6 \text{ mm}} = \frac{2.46}{0,283} = 8.71 \approx 9 \text{ pza}$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria obtenemos la separación  $100/9 = 11.11 \text{ cm}$

**Se empleará: 10  $\Phi 6$  c/10 cm (en el lado derecho de la viga)**

**Verificación de la armadura transversal, para la zona central de la viga.-** Como la carga del elemento va desplazándose hacia los apoyos, de tal forma que, a medida que se aproxima al apoyo, los estribos llevan más carga acumulada, en concordancia con la ley de esfuerzos cortantes en dirección de los apoyos. Por lo tanto, según la normativa solo se dispondrá de una cuantía mínima de armadura transversal, la misma que deberá cumplir la siguiente relación:

$$\frac{A_{st \text{ min}} * f_{yd}}{\text{Sen } \alpha} \geq 0,02 * f_{cd} * b_w$$

Donde:

$$\alpha = 90^{\circ} \text{ Por lo que; Sen } 90 = 1$$

$$f_{yd} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$A_{st \text{ min}} = 0,02 * b_w * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 20 * 100 * \frac{140,00}{4200} = 1,3 \text{ cm}^2$$

Si se disponen de estribos de  $\Phi = 6 \text{ mm}$  con un área de  $A = 0,28 \text{ cm}^2$  y una separación máxima entre planos de estribos de  $s_t = 30 \text{ cm}$ , entonces se tiene que:

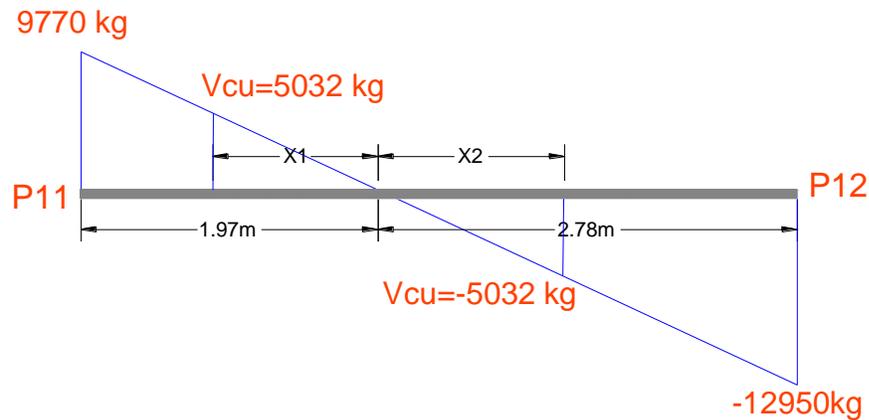
$$A = \frac{100}{s_t} * A_{\phi 6} * 2 = \frac{100}{30} * 0,28 * 2 = 1,87 \text{ cm}^2$$

Cumpléndose que:

$$A \geq A_{st \min}$$

$$1,87 \text{ cm}^2 \geq 1,3 \text{ cm}^2 \quad \text{Satisfactorio}$$

Como punto de referencia del cortante cero, si nos desplazamos a la izquierda o derecha el cortante aumenta progresivamente. Por lo tanto se divide en tres tramos: Tramo uno inicia del apoyo A hasta el lugar donde el hormigón resiste a corte ( $V_{cu}$ ), tramo dos es lo que el  $H^\circ$  resiste a corte con una armadura mínima y el tramo tres desde  $V_{cu}$  hasta el apoyo B.



$$\frac{1.97}{9770} = \frac{x_1}{5032}$$

$$\frac{2.78}{12950} = \frac{x_2}{5032}$$

$$x_1 = 101.47 \quad ; \quad x_2 = 108.02 \text{ cm} \quad \text{tramo2} \leq 101.46 + 108.02 \leq 209.5 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 1.3 \text{ cm}^2$$

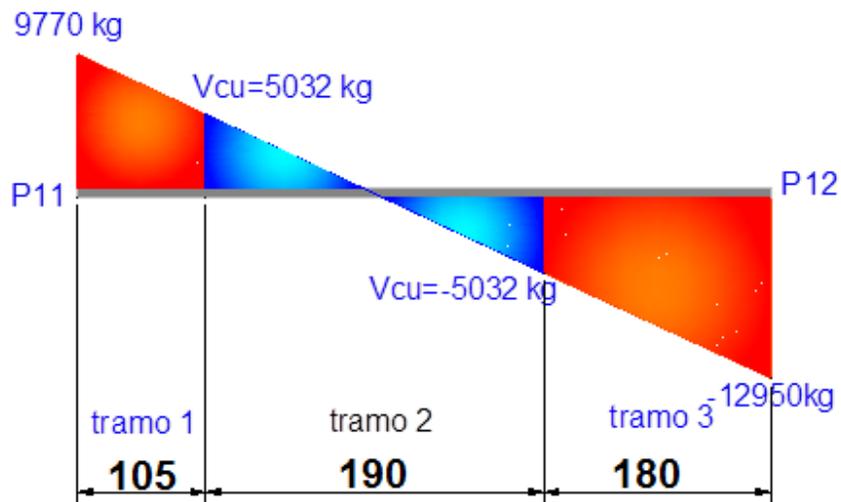
$$A_{\min \text{ por pierna}} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{barra}} = \frac{0.65}{0.283} = 2.3 = 3$$

$$S = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Numero de barras en el tramo 2

$$N_{\text{barra}} = \frac{190}{30} = 6$$



Se empleará: **7  $\Phi 6$  c/15 cm** (tramo uno de la viga)

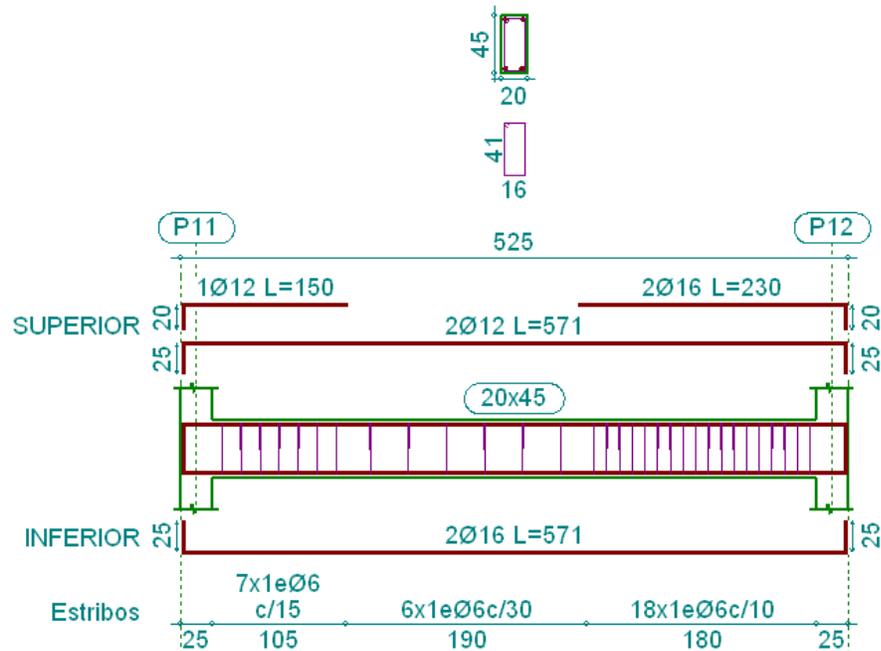
Se empleará: **6  $\Phi 6$  c/30 cm** (tramo dos de la viga)

Se empleará: **18  $\Phi 6$  c/10 cm** (tramo tres de la viga)

### Representación gráfica de los resultados obtenidos para la viga

Ilustración 34: Disposición de la armadura

Pórtico 3



### 3.5.9. Diseño de Columnas de H°A°

Los datos son obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos (mayorados), correspondientes a la combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones, de la planta baja de la estructura.

A continuación se muestra la verificación del diseño de la columna N°16, teniéndose los siguientes datos generales:

Esfuerzo normal de cálculo	Nd = 55300 kg
Momento de cálculo en dirección x	Mdx = 97000 kg*cm
Momento de cálculo en dirección y	Mdy = 116500 kg*cm
Resistencia característica de H°A°	fck = 210 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia característica de acero	fyk = 5000 kg/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento	r = 2.5 cm
Base de columna	a= 40 cm
Altura de la columna	b= 30 cm
Longitud de la columna	L= 418 cm

Reducción de la resistencia de los materiales:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210}{1,5} = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000}{1,15} = 4347.82 \text{ Kg/cm}^2$$

**Determinación de la esbeltez mecánica de la columna**

$$\lambda_x = \frac{l_o}{i} = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = 36.20$$

$$\lambda_y = \frac{l_o}{i} = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = 48.266$$

Como:  $\lambda_x=36.20$  y  $\lambda_y=48.266$  están en el siguiente intervalo ( $35 < \lambda < 100$ ). Se trata de una columna intermedia ya que la esbeltez es mayor a 35 y menor a 100; por lo tanto; si se necesita realizar una verificación de pandeo.

### Excentricidad de primer orden

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} = 2.11 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d} = 1.75 \text{ cm}$$

### Excentricidad accidental

$$e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2 \text{ cm} \quad e_a = \frac{a}{20} = 2 \text{ cm}$$

Por lo tanto:  $e_a = 2 \text{ cm}$

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

$$e_{ficx} = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3.500} \right) \frac{c + 20 * e_o}{c + 10 * e_o} * \frac{l_0^2}{c} * 10^{-4}$$

$$e_{fx} = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{a + 20 * e_{ox}}{a + 10 * e_{ox}} * \frac{l_0^2}{a} * 10^{-4} = 2.47 \text{ cm}$$

$$e_{fy} = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{b + 20 * e_{oy}}{b + 10 * e_{oy}} * \frac{l_0^2}{b} * 10^{-4} = 3.45 \text{ cm}$$

### Excentricidad final

$$e_{(x,y) \text{ max}} = e_o + e_{fic}$$

$$e_{Tx} = e_a + e_{ficx} = 2.00 + 2.47 = 4.47 \text{ cm}$$

$$e_{Ty} = e_a + e_{ficy} = 2.00 + 3.45 = 5.45 \text{ cm}$$

### Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón

$$U_c = 0.85 * f_{cd} * A_c$$

$$U_c = 0.85 * 140 * 30 * 40 = 142800 \text{ kg}$$

### Determinación de los valores reducidos

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{55300}{142800} = 0.387$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{f_{cd} * A_c * a} = 0.014$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{f_{cd} * A_c * b} = 0.023$$

El mayor de los momentos será  $\mu_1$ , y el menor  $\mu_2$ , para entrar a los ábacos para determinar la cuantía mecánica  $w$ , ver ANEXO 1 TABLA N° 4.

Las cuantías obtenidas son las siguientes:

Para  $v = 0.2$   $w = 0$

Para  $v = 0.4$   $w = 0$

Interpolando entre estos valores resulta:

Para  $v = 0.387$   $w = 0$

**Por lo tanto se usara armadura mínima**

### Determinación de la armadura mínima ( $A_{smin}$ )

$$A_{smin} = 0.005 * A_c$$

$$A_{smin} = 6 \text{ cm}^2$$

**Se usara el diámetro mínimo recomendado por norma**

Para determinar el numero de barras se considerará el siguiente diametro:

$\emptyset = 16$  mm con un área de  $A_{s \phi 16} = 2.01 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

Dónde:

$$8.04 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2 \quad \text{Satisfactorio.}$$

**Por lo tanto se utilizara: 2  $\phi$  12 + 4  $\phi$  16**

### Cálculo de la armadura transversal de la columna

El diámetro del estribo será:

$$\Phi_{\text{Estribo}} \geq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \frac{1}{4} * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal mas gruesa}} \\ \rightarrow \mathbf{6 \text{ mm}} \end{array} \right.$$

Según la primera opción:  $\phi \geq 1/4 * 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm}$   
 Según la segunda opción:  $\phi \geq 6 \text{ mm}$  } Se asume  $\Phi = 6 \text{ mm}$ .

La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \mathbf{b \text{ o } a \text{ (el de menor dimensión)}} \\ \rightarrow \mathbf{12 * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal mas delgada}}} \end{array} \right.$$

Según la primera opción:  $S \leq 30 \text{ cm}$

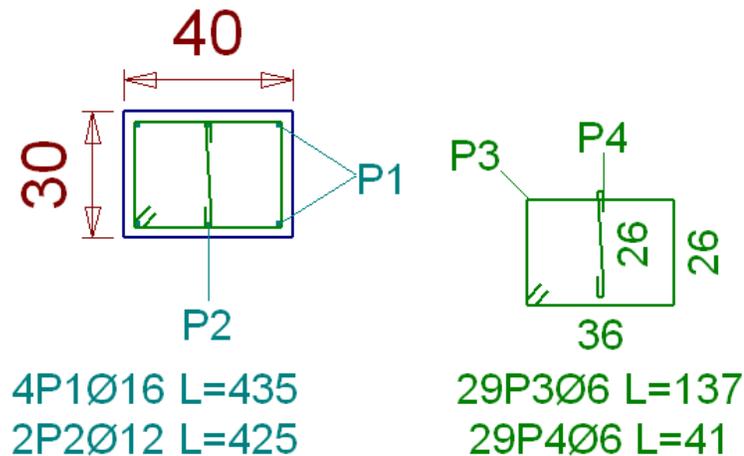
Según la segunda opción:  $S \leq 12 * 1.6 \text{ cm} = 19.2 \text{ cm}$

Se asume  $S = 15 \text{ cm}$

**Por lo tanto la armadura del estribo será:  $\Phi 6 \text{ mm c/15 cm}$**

### Representación gráfica de los resultados obtenidos para la columna N° 17

Ilustración 35: Representación gráfica de la columna



Fuente: elaboración propia

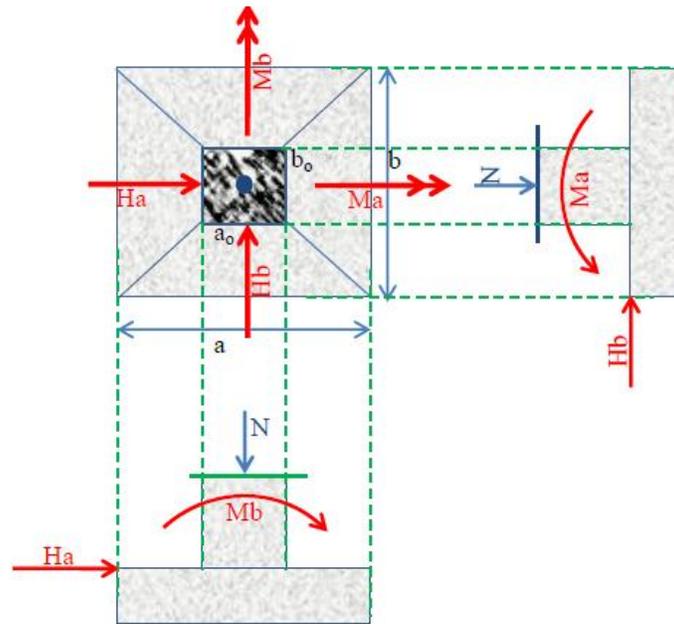
### 3.5.10. Diseño de zapatas de H°A°

Ésta se analiza en primer lugar, suponiendo que sus pilares están empotrados rígidamente en la cimentación. Luego se calcula la cimentación sometida a acciones opuestas a estas reacciones. Esta forma de proceder presupone que el conjunto formado por la cimentación y el suelo es mucho más rígido que la estructura, de modo que sus pequeños desplazamientos elásticos no alteran apreciablemente los esfuerzos y reacciones de la misma que en general son de apoyo empotrado

Se realiza la comprobación de la zapata correspondiente a la columna C17, la misma es una zapata aislada con las características que se indica a continuación.

$f_{ck}$ = Resistencia del hormigón a compresión.	210 kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yk}$ = Límite elástico característico del acero.	5000 kg/cm <sup>2</sup>
$w_{min}$ =Cuantía mínima AE-50	0.0015
$M_a$ = Momento de cálculo en el eje x.	18000 kg cm
$M_b$ = Momento de cálculo en el eje y.	52000 kg cm
$H_a$ = cortante en el eje x	170 kg
$H_b$ = cortante en el eje y	670 kg
$N$ = Normal de cálculo.	61780 kg
$a_o$ = longitud en dirección x de la columna.	40 cm
$b_o$ = longitud en dirección y de la columna.	30 cm
$r$ = Recubrimiento.	5 cm
$\sigma$ = Esfuerzo admisible del suelo.	2.125 kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c$ = Coeficiente de minoración para el hormigón.	1.5
$\gamma_s$ = Coeficiente de minoración para el acero .	1.15

Ilustración 1 Variables a utilizar en el diseño de zapata



Fuente: Elaboración propia

- **Cálculo de la altura útil**

$$f_{vd} = 0.282 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \qquad f_{vd} = 9.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 f_{vd}}{1.6 \sigma_{adm}} \qquad k = 11.72$$

Por punzonamiento

$$d = \sqrt{\frac{a_o b_o}{4} + \frac{a b}{2k - 1} - \frac{a_o + b_o}{4}} \qquad d = 24.27 \text{ cm}$$

Por corte en x,y

$$d = \frac{2 (a - a_o)}{4 + k} \qquad d = 17.82 \text{ cm}$$

$$d = \frac{2 (b - b_o)}{4 + k} \qquad d = 19.08 \text{ cm}$$

Se escoge el mayor de los tres  $d=24.27 \text{ cm}$

- **Cálculo de la altura**

$$h = d + r$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

- **calculo de área mínima**

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

$$A = 30526.59 \text{ cm}^2$$

$$a = 180 \text{ cm}^2$$

$$b = 180 \text{ cm}^2$$

- **Verificación de los esfuerzos generados**

Peso propio:

$$P_p = a b h \gamma_H$$

$$P_p = 2332.8 \text{ kg}$$

Momentos flectores en la base:

$$M'_b = M_b + H_a h$$

$$M'_b = 57100 \text{ kg cm}$$

$$M'_a = M_a + H_b h$$

$$M'_a = 38100 \text{ kg cm}$$

Esfuerzo máximo real:

$$\sigma_{max} = \frac{N + P_p}{a b} + \frac{6 M'_a}{a b^2} + \frac{6 M'_b}{a^2 b}$$

$$\sigma_{max} = 2.07 \text{ kg /cm}^2$$

Como:

$$\sigma_{max} = 2.07 \leq \sigma_{adm} = 2.125$$

**cumple**

**Dimensiones de la zapata será:**

$$a=180 \text{ cm}$$

$$b=180$$

**h=30cm**

- **Clasificación de zapata**

$$v = 70 \text{ cm} \geq 2h = 60$$

**cumple**

Se trata de una zapata flexible

- **Verificación al vuelco**

En la dirección a :

$$\gamma_a = \frac{(N + P_p) a}{2 M'_a} \geq 1.5 \qquad \gamma_a = 151.44 \geq 1.5$$

En la dirección b :

$$\gamma_b = \frac{(N + P_p) b}{2 M'_b} \geq 1.5 \qquad \gamma_b = 99.31 \geq 1.5$$

- **Verificación al deslizamiento**

En dirección a:

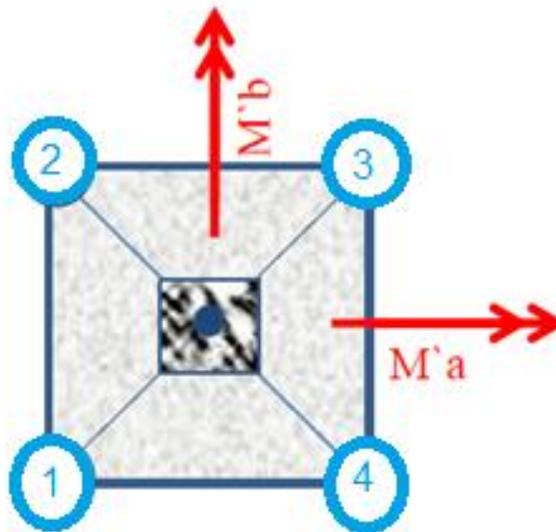
$$\gamma_a = \frac{(N + P_p) \operatorname{tg}(0.667 * 30)}{H_a} \geq 1.5 \qquad \gamma_a = 137.33 \geq 1.5$$

En dirección b:

$$\gamma_b = \frac{(N + P_p) \operatorname{tg}(0.667 * 30)}{H_b} \geq 1.5 \qquad \gamma_b = 34.85 \geq 1.5$$

- **Cálculo del diagrama de esfuerzos**

Ilustración 2 Ubicación de los esfuerzos en una zapata



Fuente: Elaboración propia

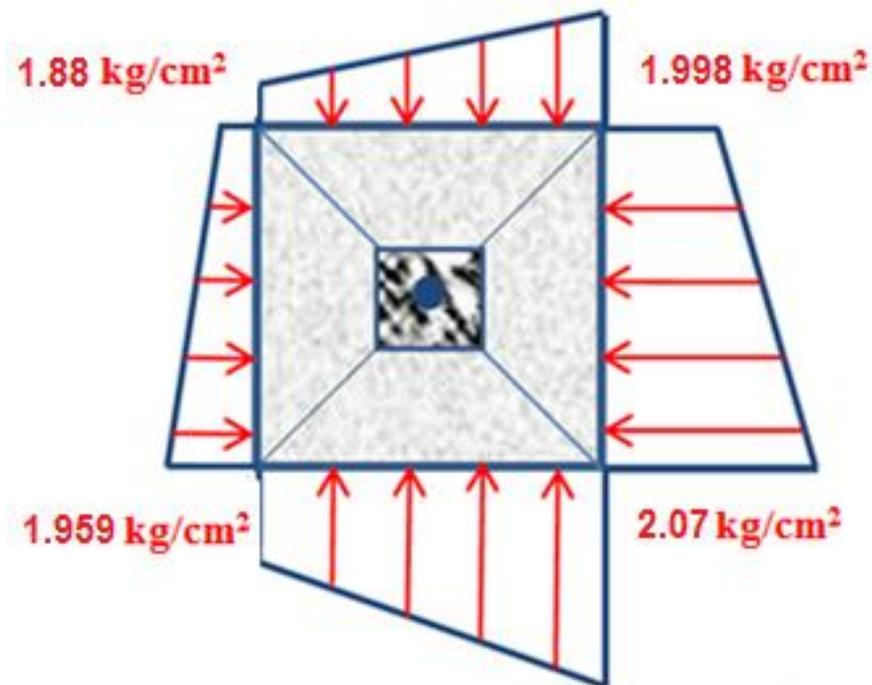
$$\sigma_1 = \frac{N + P_p}{a b} - \frac{6 M'_a}{a b^2} - \frac{6 M'_b}{a^2 b} \quad \sigma_1 = 1.959 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N + P_p}{a b} - \frac{6 M'_a}{a b^2} + \frac{6 M'_b}{a^2 b} \quad \sigma_2 = 1.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{N + P_p}{a b} + \frac{6 M'_a}{a b^2} - \frac{6 M'_b}{a^2 b} \quad \sigma_3 = 1.998 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{N + P_p}{a b} + \frac{6 M'_a}{a b^2} + \frac{6 M'_b}{a^2 b} \quad \sigma_4 = 2.07 \text{ kg/cm}^2$$

Ilustración 3 Esfuerzos en una zapata



Fuente: Elaboración propia

- **Cálculo de la armadura a flexión en dirección X**

Distancia al esfuerzo de diseño:

$$x = 0.15 a_0 + \frac{a - a_0}{2} \quad x = 76.00 \text{ cm}$$

Esfuerzo:

$$\sigma_x = \sigma_1 + \frac{\sigma_4 - \sigma_1}{a} (a - x) \quad \sigma_x = 2.023 \text{ kg/cm}^2$$

Momento y cortante:

$$M_x = \sigma_x \frac{x^2}{2} + \frac{(\sigma_4 - \sigma_x)}{3} x^2 \quad M_x = 5932.91 \text{ kg cm/cm}$$

$$V_x = \frac{(\sigma_4 - \sigma_x)}{2} x \quad V_x = 1.786 \text{ kg/cm}$$

Armadura:

$$\mu_d = \frac{M_{xd}}{b d^2 f_{cd}} \quad \mu_d = 0.108$$

$$w_s = \mu_d (1 + \mu_d) \quad w_s = 0.119$$

$$A_s = w_s b d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 17.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = w_{min} b d \quad A_s = 6.75 \text{ cm}^2$$

Se escoge la mayor armadura en este caso será  $A_s = 17.24 \text{ cm}^2$

Numero de barras

$$N_{barras} = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} \quad N_{barras} = 9$$

Espaciamiento entre barras

$$S = \frac{b}{N_{barras}} \quad S = 20 \text{ cm}$$

**Por lo tanto se dispondrá**

9  $\phi 16$  C/20 cm

- **Cálculo de la armadura a flexión en dirección Y**

Distancia al esfuerzo de diseño:

$$y = 0.15 b_o + \frac{b - b_o}{2} \qquad y = 79.5 \text{ cm}$$

Esfuerzo:

$$\sigma_y = \sigma_3 + \frac{\sigma_4 - \sigma_3}{b} (b - y) \qquad \sigma_y = 2.038 \text{ kg/cm}^2$$

Momento y cortante:

$$M_y = \sigma_y \frac{y^2}{2} + \frac{(\sigma_4 - \sigma_y)}{3} y^2 \qquad M_y = 6507.68 \text{ kg cm/cm}$$

$$V_y = \frac{(\sigma_4 - \sigma_y)}{2} y \qquad V_y = 1.272 \text{ kg/cm}$$

Armadura:

$$\mu_d = \frac{M_{yd}}{a d^2 f_{cd}} \qquad \mu_d = 0.119$$

$$w_s = \mu_d (1 + \mu_d) \qquad w_s = 0.133$$

$$A_s = w_s b d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_s = 19.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = w_{min} a d \qquad A_s = 6.75 \text{ cm}^2$$

Se escoge la mayor armadura en este caso será **As=19.27 cm<sup>2</sup>**

Numero de barras

$$N_{barras} = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} \qquad N_{barras} = 10$$

Espaciamiento entre barras

$$S = \frac{a}{N_{barras}} \qquad S = 17.5 \text{ cm}$$

**Por lo tanto se dispondrá**

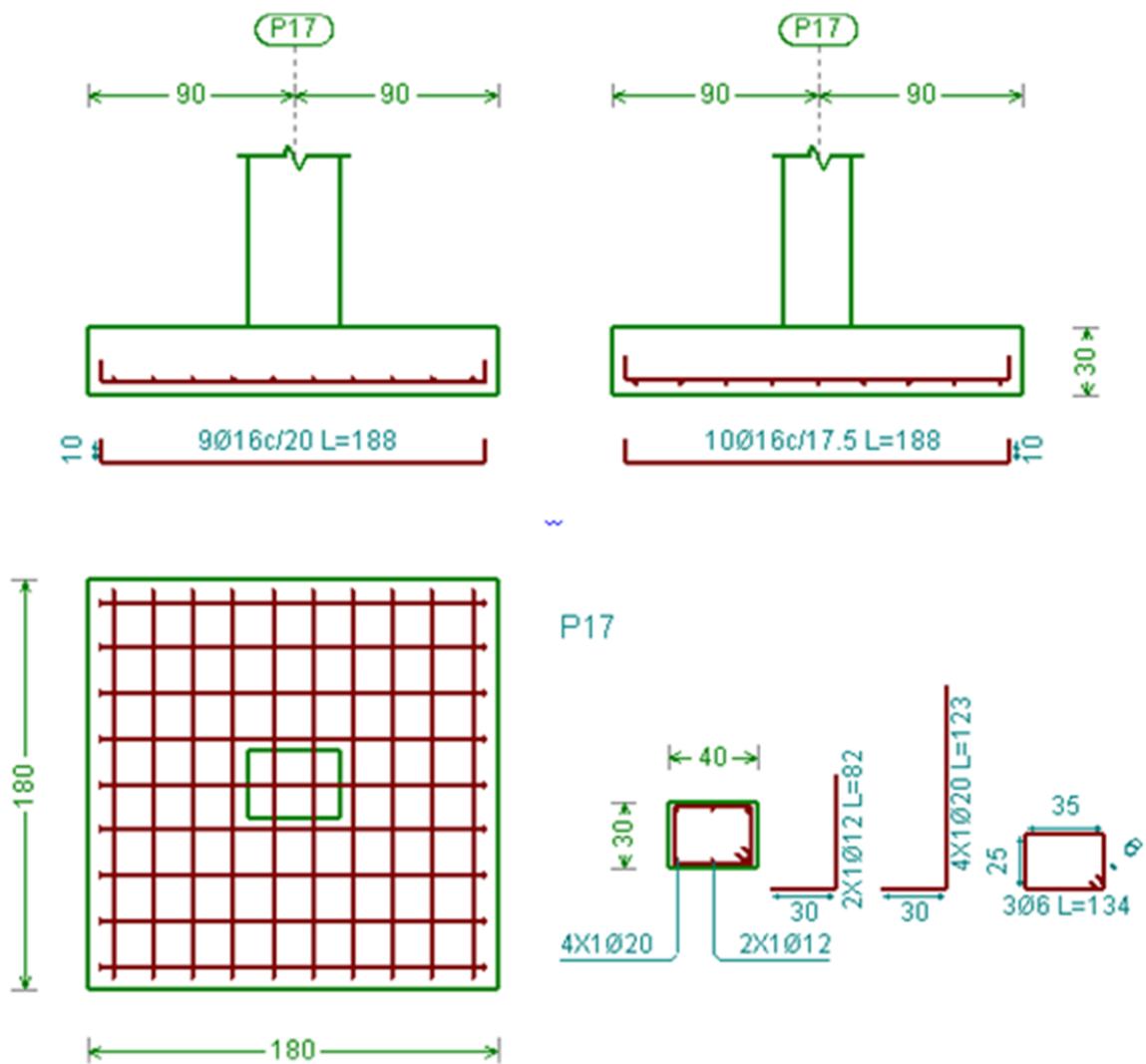
10  $\phi$ 16 C/17.5cm

- Verificación por adherencia

$$\tau = \frac{V_{xd}}{0.9 d N \Pi \phi} \leq \tau_{bd} = 0.44 \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$$\tau = 0.51 \leq f_{bd} = 11.86 \text{ cumple}$$

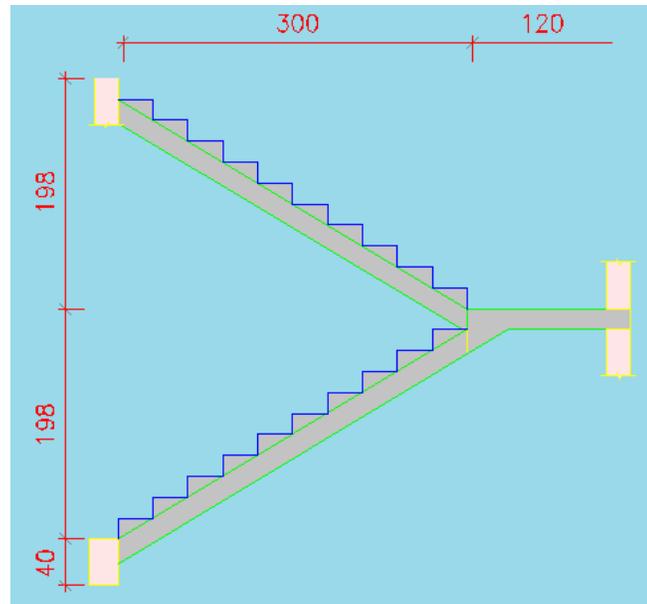
Ilustración 4 Despiece de zapata



Fuente: Elaboración propia.

### 3.5.11. Diseño de escalera de H°A°

Ilustración 36: Escalera



Fuente: Elaboración Propia

#### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL HORMIGON

Resistencia característica del Hormigón a los 28 días ( $f_c$ ) = 210 kg/cm<sup>2</sup>

Límite de fluencia del Acero ( $f_y$ ) = 5000 kg/cm<sup>2</sup>

Peso específico del hormigón ( $\gamma_H$ ) = 2400 kg/m<sup>3</sup>

#### ESPECIFICACIONES DE LA ESCALERA

Base (b) = 1,2 m.

Paso (P) = 30 cm

Contrapaso (CP) = 18 cm

Longitud ( $L_n$ ) = 4.2 m

#### DIMENSIONAMIENTO

##### Cálculo del espesor de la escalera (t)

Longitud ( $L_n$ ) = 4.2 m

$$t = \frac{L_n}{20} = (\text{cm})$$

$$t = \frac{Ln}{25} = (\text{cm})$$

Para el cálculo del espesor se toma el espesor constructivo es aquel que de cálculo nos da un valor constructivo o que se lo puede construir

$$t = \frac{420}{20} = 21\text{cm}$$

$$t = \frac{420}{25} = 16.8\text{cm}$$

La media de espesor  $t = 18\text{cm}$

### **Diseño primer tramo**

#### **Ángulo de inclinación de la huella**

Paso (P) = 30 cm

Contrapaso (CP) = 18 cm

$$\cos \alpha = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$$

$$\cos \alpha = \frac{30}{\sqrt{30^2 + 18^2}}$$

$$\cos \alpha = 0.857$$

#### **Altura inicial**

Espesor (t) = 18 cm

$$h = \frac{t}{\cos \alpha}$$

$$h = \frac{18}{0.857}$$

$$h = 18. \text{cm}$$

#### **Altura media**

Altura inicial (h) = 18 cm

Contrapaso (CP) = 18 cm

$$h_m = h + \frac{CP}{2}$$

$$h_m = 18 + \frac{18}{2}$$

$$h_m = 27 \text{ cm}$$

### **Cargas que actúan sobre la escalera**

$$W_D = (0.45+0.193+0.14)*1.2$$

$$W_D = 0.9396 \text{ tn/m} + 0.030 \text{ tn/m}$$

$$W_D = 0.9696 \text{ tn/m}$$

$$W_D = 969.6 \text{ kg/m}$$

### **Carga de uso que actúa en la escalera**

$$\text{Carga viva } W_L = S_c * b = 0.400 * 1,2 = 0.48 \text{ tn/m}$$

$$\text{Carga viva } W_L = 0.48 \text{ tn/m}$$

$$\text{Carga viva } W_L = 480 \text{ kg/m}$$

### **Análisis de carga**

$$W_{U1} = 1,6 * W_D + 1,6 * W_L$$

$$W_{U1} = 1,6 * 969.6 + 1,6 * 480$$

$$W_{U1} = 2319.36 \text{ kg/m}$$

### **Cargas que actúan en el descanso**

#### **Sobrecarga de diseño**

$$\text{Sobrecarga de diseño} = 400 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva  $W_L = S_c * b = 400 * 1,2 = 480 \text{ kg/m}$

Carga viva  $W_L = 480 \text{ kg/m}$

### **Peso propio del descanso**

Peso específico del hormigón ( $\gamma_H$ ) =  $2400 \text{ kg/m}^3$

Cargas muertas  $W_D = (0.45+0.14)*1.2$

Cargas muertas  $W_D = (0.708+0.03) = 0.738 \text{ tn/m}$

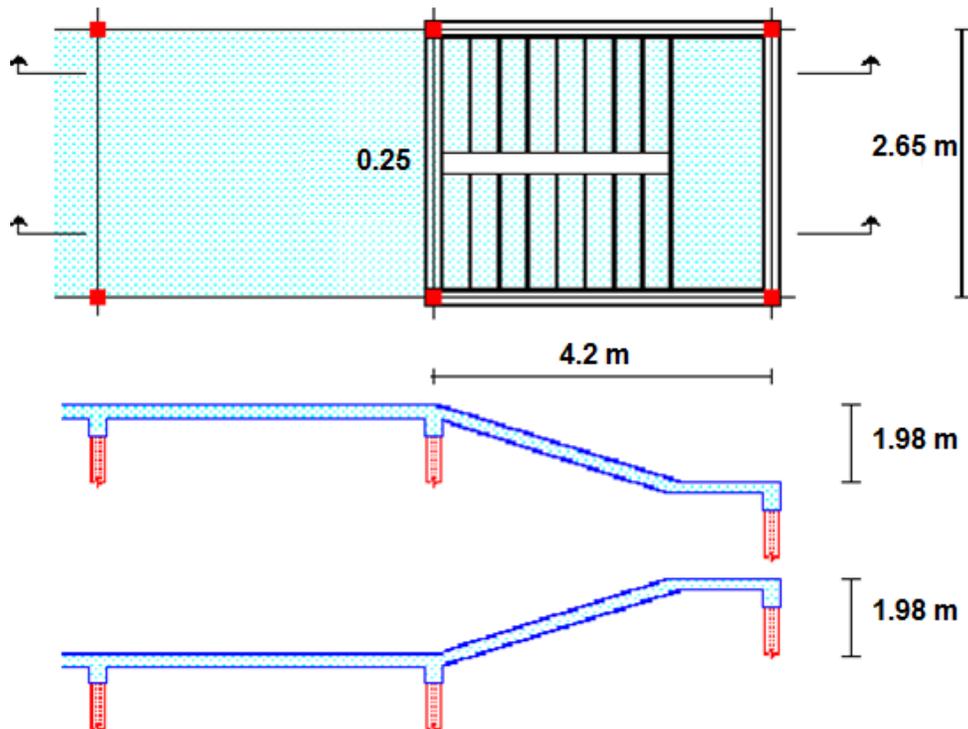
Cargas muertas  $W_D = 738 \text{ kg/m}$

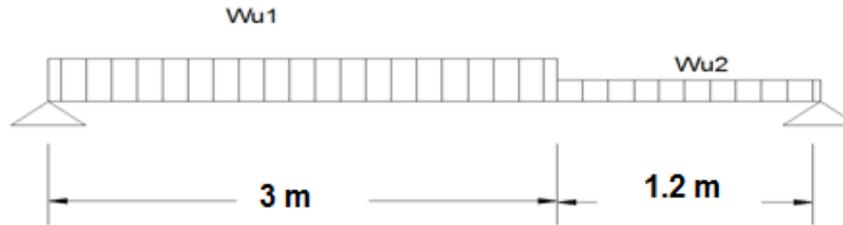
### **Análisis de carga en el descanso**

$$W_{U2} = 1,6 * W_D + 1,6 * W_L$$

$$W_{U2} = 1,6 * 738 + 1,6 * 480$$

$$W_{U2} = 1948.8 \text{ kg/m}$$





Del análisis de la viga obtenemos

$$M_{\text{máx}} = 4981.65 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$R_a = 4807.13 \text{ kg/m}$$

$$R_b = 4489.50 \text{ kg/m}$$

$$V_{\text{máx}} = 4807.13 \text{ kg/m}$$

### DATOS

Momento máximo de diseño	Mmax =	4981,65	Kg*m
Canto de la sección	t =	18	cm
Ancho de para el cálculo	bw =	100	cm
Peralte efectivo	d =	15,5	cm
Recubrimiento	r =	2,5	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	210	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia característica del acero	fyk =	5000	kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente minoración Hormigón	γc =	1,5	
Coefficiente minoración Acero	γs =	1,15	

### CALCULO DE LA ARMADURA POSITIVA

**Determinación del momento reducido de cálculo: (μ<sub>d</sub>)**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{4918.65 * 100}{100 * (15.5)^2 * 140} = 0,1481$$

Como:  $\mu_{lim} = 0.1645 > \mu_d = 0.1481$  no necesita armadura a compresión

Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) del anexo A-1 tabla universal para flexión simple o compuesta.

**Disposición de la armadura: ( $A_s$ )**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1645 * 100 * 15.5 * \frac{140}{4347.8} = 8.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.21 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima: ( $A_s$ )  $w_{\min}=0,0028$**

$$A_{s \min} = w_{\min} * b_w * t = 0,0015 * 100 * 18 = 2.7 \text{ cm}^2$$

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

Se escogerá el área ( $A_s$ ) = 8.21 cm<sup>2</sup>

**Para: 1m**       $\longrightarrow$   **$A_s=8.21 \text{ cm}^2$**

**1.2m**       $\longrightarrow$   **$A_s=?$**

$$A_s = 9.85 \text{ cm}^2$$

Los tipos de diámetros a emplear son:

$$\Phi 16 \quad A_s (\text{cm}^2) = 2.01$$

La armadura que se dispondrá es: 5  $\Phi$  16

$$A_{s\Phi 16 \text{ mm}} = 5 * 2.01 \text{ cm}^2 = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ real}} = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$10.05 \text{ cm}^2 > 9.85 \text{ cm}^2 \quad \text{!!Ok cumple!!}$$

### Disposición de la armadura

$$A_S = \frac{N^a * \pi * D^2}{4}$$

$$A_S = \frac{9 * \pi * 1.6^2}{4}$$

$$A_S = 10.05 \text{ cm}^2 \geq 9.85 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{b - 2 * r - \emptyset}{nf - 1}$$

$$s = \frac{1,2 - 2 * 0.025 - 0.016}{5 - 1}$$

$$s = 0.28 \text{ m}$$

$$A_S = 5\emptyset 16\text{mm } c/25\text{cm}$$

### Refuerzo de momento negativo

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

$$(-)A_S = \frac{10.05}{2}$$

$$(-)A_S = 5.025 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ min}} = 0.0015 * b * d$$

$$A_{S \text{ min}} = 0.0015 * 120 * 15.5$$

$$A_{S \text{ min}} = 2.79 \text{ cm}^2 < 5.025 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \frac{N^a * \pi * D^2}{4}$$

$$A_S = \frac{5 * \pi * 1.2^2}{4}$$

$$A_S = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 5.025$$

$$s = \frac{b - 2 * r - \emptyset}{nf - 1}$$

$$s = \frac{1,20 - 2 * 0.025 - 0.012}{5 - 1}$$

$$s = 0,29$$

$$A_S = 5\emptyset 12\text{mm } c/25\text{cm}$$

### **Refuerzo transversal por temperatura**

Se dispondrá la armadura mínima

$$A_{st} = 0.0015 * b * t$$

$$A_{st} = 0.0015 * 120 * 18$$

$$A_{st} = 3.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s = \frac{A_{\emptyset}}{A_{st}}$$

$$s = \frac{0.785}{3.24}$$

$$s = 0,24 \text{ m}$$

$$A_S = \emptyset 10\text{mm } c/20 \text{ cm}$$

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

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

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{1,98}{4,2}\right)$$

$$\beta = 25.24$$

$$S_L = \frac{s}{\cos \beta}$$

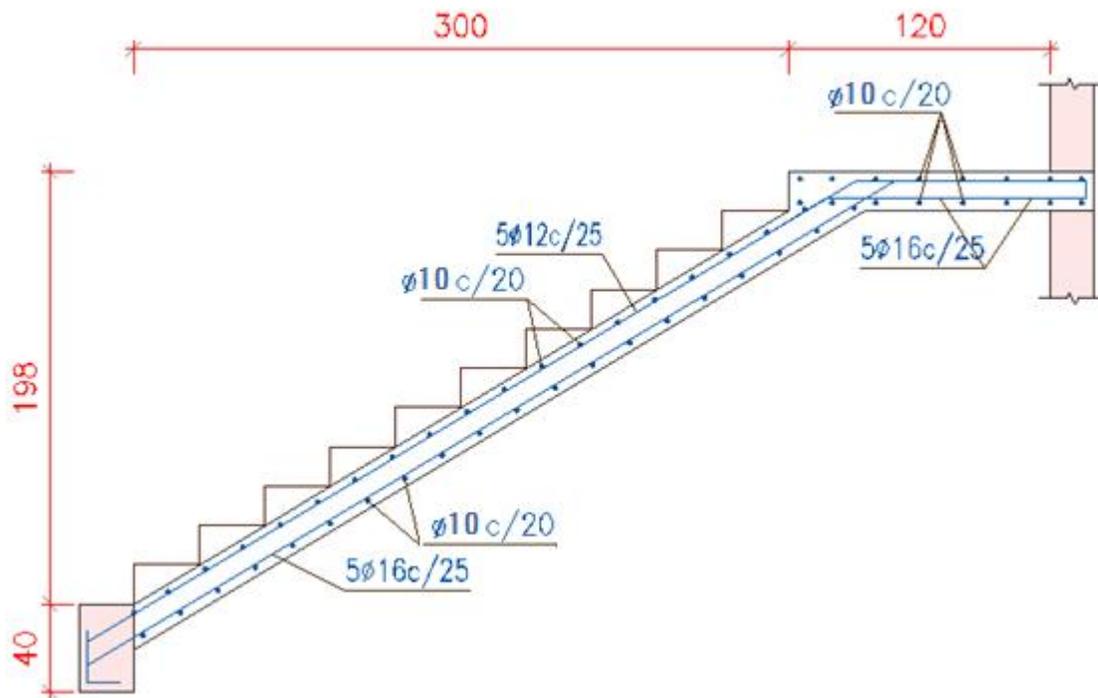
$$S_L = \frac{20}{\cos 25.24}$$

$$S_L = 22.11$$

Constructivamente en la losa

$$A_S = \emptyset 10\text{mm } c/20 \text{ cm}$$

Ilustración 37: Distribución de Armadura en la escalera



Fuente: Elaboración Propia

### **3.6. Desarrollo de la Estrategia para la Ejecución del Proyecto**

#### **3.6.1. Especificaciones Técnicas**

Las especificaciones técnicas se las realizaron según el marco teórico y normativa empleada las cuales se pueden ver a detalle en el ANEXO 3.

#### **3.6.2. Precios Unitarios**

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

#### **3.6.3. Cómputos Métricos**

Los cómputos métricos se realizaron según el marco teórico los cuales se pueden ver a detalle en el ANEXO 5.

#### **3.6.4. Presupuesto**

El presupuesto total de la obra se calculó, primeramente, realizando los cómputos métricos y obteniendo la cantidad de cada ítem; posteriormente, multiplicando el precio unitario de los diferentes ítems por la cantidad de cada uno de ellos y sumándolos estos así se llegó a un presupuesto total obtenido es de 2.346.405,04 Bs Son: Dos Millones Trescientos Cuarenta y Seis Mil Cuatrocientos cinco con 0.4/100 Bolivianos. El detalle del presupuesto general se lo puede apreciar mejor en el ANEXO 6.

#### **3.6.5. Cronograma de Actividades**

El plan y cronograma de obras se lo hizo utilizando el método de barras Gantt y se lo hizo como se definió en el marco teórico y se puede apreciarlo en los ANEXO (7) se pudo determinar la duración de toda la obra que es de 220 días calendario.

## CAPÍTULO IV

### 4.1. Aporte Académico (Losa Casetonada)

Como aporte académico se realizó el diseño estructural de la losa casetonada con ábacos versus losa casetonada con vigas descolgadas, el cual se encuentra en el capítulo III inciso 3.5.7.

Concepto mecánico y resistente de las placas: es todo el conjunto, y no una parte de la misma, quien tiene y adquiere la responsabilidad de enfrentarse a los esfuerzos de flexión, torsión y cortante que se desarrollan dentro del esquema estructural.

La losa casetonada pertenece a la familia de las losas de hormigón armado, no homogéneas, aligeradas y armadas en dos direcciones ortogonales configurando una placa nervada.

En las losas casetonadas y alrededor de los pilares se prescinde ábacos para poder absorber los esfuerzos de punzonamiento y torsión de la placa.

La estructura así formada admite que sus flexiones puedan ser descompuestas y analizadas según las dos direcciones de armado, y forma con los soportes un conjunto estructural capaz de soportar las acciones verticales repartidas y puntuales muy adecuadamente, y las horizontales razonablemente bien pero en una medida bastante menor que las primeras.

Los parámetros básicos que definen las características de la losa casetonada son:

- Canto total de la placa.
- Altura del casetón de aligeramiento o bloques aligerantes.
- Separación entre ejes de nervios.
- Espesor de la placa de compresión.

Los forjados reticulares sustentados en vigas descolgadas no son más que un caso particular extraído del mundo de las placas del que forman parte, siendo la losa casetonada sustentada en pilares con ábacos el caso más general de esta familia. Por tanto la manera de abordar su proyecto, cálculo y construcción coincide, con sus lógicos matices y singularidades.

La mayor diferencia que puede existir entre losas casetonadas con ábacos y losas casetonadas con vigas descolgadas son:

-Losa casetonada con ábacos: Tiene un comportamiento multidireccional y los ábacos absorben el esfuerzo de punzonamiento.

-Losa casetonada con vigas descolgadas: Tiene un comportamiento bidireccional, transmitiendo sus cargas a las vigas de borde y asimismo estas conducen a las columnas.

Sabemos que la transferencia de la placa al pilar, no se produce tan directamente como la de una viga de un pórtico convencional, parte de la transmisión se efectúa por flexión y el resto por torsión, a ser transmitido por excentricidad de tensiones tangenciales en el perímetro de punzonamiento.

Esta diferencia hace que el camino de las cargas a los soportes en el caso de la losa con ábacos sustituya a las vigas de borde, y por tanto sea mejor. Ya que el presupuesto es menor al utilizar ábacos, dejando de lado a las vigas de borde.

### **ALCANCE DEL APORTE**

Realizar la comparación del diseño estructural y análisis económico de losa casetonada con ábacos versus losa casetonada sustentada con vigas descolgadas, realizando el diseño estructural con las mismas cargas, hipótesis y criterios, observando los resultados podemos visualizar la diferencia tanto como volúmenes, armadura, peso de carga muerta y por ende el presupuesto se incrementa considerablemente, lo mencionado podemos ver en ANEXO-5 y ANEXO-6.

## CONCLUSIONES

Una vez finalizado el diseño estructural **BLOQUE DE LABORATORIOS Y TALLERES COLEGIO JULIO SUCRE** se llegó a las siguientes conclusiones.

- De acuerdo al estudio de suelos realizado en el lugar de emplazamiento de la estructura se obtuvo una capacidad portante de  $2.125 \text{ kg/cm}^2$  al cual se le disminuyó un 10% por seguridad, dándonos un valor de  $1.9125 \text{ kg/cm}^2$  el cual fue tomado en cuenta en el diseño estructural.
- Al realizar el diseño estructural, aplicando la norma vigente CBH-87 y la EHE y los criterios de la ingeniería obtendremos un diseño técnico-económico factible para ser ejecutado.
- El aumentar las cargas y reducir las resistencias de los elementos y materiales utilizando factores recomendados por la norma, es una forma adecuada de cómo analizar las estructuras y para estar siempre del lado de la seguridad.
- En el caso del diseño estructural con el programa CYPECAD 2016. Donde se verificó la cuantía de los elementos más solicitados en forma manual, donde se concluyó que los resultados tienen alguna variación pero siempre a favor de la seguridad de la estructura. La variación comprende (entre 1% y 2.5%) con relación al cálculo manual) debido a que este programa toma en cuenta otros aspectos, como los constructivos y disposiciones de armaduras, lo que no se toma muy en cuenta en el cálculo manual, por lo que se optimizó algunas armaduras y espaciamientos.
- Las vigas de mayor dimensión obtenidas del cálculo estructural son de  $25\text{cm} \times 45\text{cm}$  en el nivel +8.56. diseñados en el dominio tres.
- Las fundaciones propuestas para la estructura fueron zapatas aisladas.
- La ventaja fundamental con losa casetonada con ábacos presenta ventajas en cuanto a funcionalidad pero no en rigidez de la estructura.

- La desventaja de la losa casetonada con ábacos es que debe transmitir cargas de punzonamiento, torsión y cortante, es por esta razón que se debe calcular el ábaco, las tensiones tangenciales de torsión se superponen a las específicas que origina el cortante y la suma de ambas da lugar a la tensión final que no debe superar la resistencia máxima del hormigón a punzonamiento  $f_{cp}$ , para que no sea necesario colocar armaduras frente al mismo. La resistencia del hormigón a punzonamiento debe ser  $2f_{cv}$ .
- La ventaja fundamental de la losa casetonada con ábacos radica en que el forjado reticular puede desplazar al unidireccional, al permitir una mayor elasticidad en la colocación de pilares obviando la planeidad exigida a los pórticos con vigas, estéticamente entrega ambientes con cielos de losas planas sin vigas que visualmente pueden generar incomodidades.
- El tiempo estimado de ejecución de la obra es de 220 días calendarios según el planeamiento y cronograma de ejecución, correspondiente al diseño de losa casetonada con ábacos, lo cual puede variar en la construcción. El tiempo correspondiente al diseño de losas casetonadas sustentadas en vigas descolgadas de 236 días calendario, dándonos un incremento de 16 días.
- El presupuesto total de la obra se calculó, realizando los cómputos métricos y multiplicando por los precios unitarios. El presupuesto total obtenido es de 2.346.405,04 Bs. Para losa casetonada con ábacos y de 2.398.574,20 Bs. Para el diseño de losa casetonada con vigas descolgadas, dando una diferencia de 52169,16 Bs.

## RECOMENDACIONES

Las recomendaciones más importantes se mencionan a continuación:

- Para la licitación de la construcción del **BLOQUE DE LABORATORIOS Y TALLERES COLEGIO JULIO SUCRE**, se recomienda completar el proyecto de diseño estructural con un estudio de instalaciones eléctricas y

sanitarias de agua potable y alcantarillado, como también un estudio ambiental.

- Se recomienda para realizar el diseño de una edificación hacer hincapié en el análisis de cargas y respetar la normativa CBH-87.
- Cuando se tenga que escoger entre un elemento estructural y otro, se utilizara aquel que sea más económico, sin descuidar la seguridad y la calidad de la estructura.
- Es necesario hacer un calculo estructural paralelo al obtenido por el programa CYPECAD para cerciorarse su correcto diseño, validar resultados
- Para evitar que la estructura sea afectada por la oxidación en sus elementos expuestos a la intemperie, se debe realizar el mantenimiento y limpieza de la losa terraza antes que se inicie la temporada de lluvias.
- Cumplir al pie de la letra todas las especificaciones técnicas del proyecto, al momento de la construcción y mantenimiento.
- Para el drenaje pluvial en las terrazas y patios se debe dar la pendiente requerida según lo indicado en la norma, para que se puedan conducir las aguas de lluvia hacia los sumideros.