

# CAPÍTULO I

## ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

### 1.1. El problema

#### 1.1.1. Planteamiento

El Gobierno Autónomo Municipal de Tarija, teniendo conocimiento sobre el crecimiento de la mancha urbana, y sobre la situación actual de la Zona Turumayo que se encuentra en crecimiento, ve la importancia que tiene de dotar de una Unidad Educativa para la Zona, que favorecerá a la niñez y juventud que tiene que caminar grandes distancias para llegar a una Unidad Educativa cercana a la zona, sumando así a la problemática que se cuenta con un Diseño Arquitectónico pero no así un Diseño Estructural, el cual es imprescindible para la construcción del proyecto.

Esto en un futuro, a mayor crecimiento de la población mayor será la demanda de niños y jóvenes que buscan una educación y los ambientes que actualmente ocupa la Unidad Educativa se verán colapsados y serán insuficientes.

Por esta razón se plantea la solución del Diseño Estructural de la Unidad Educativa Turumayo De la provincia Cercado del Departamento de Tarija

#### 1.1.2. Formulación

Con la construcción de una infraestructura a nivel de ampliación se puede solucionar las condiciones en las que se acoge a los docentes y estudiantes del establecimiento; en base al análisis planteado en la propuesta, esta alternativa solucionará el problema; con la construcción de la Unidad Educativa Turumayo.

Se plantea tres alternativas para el diseño estructural de la Unidad Educativa Turumayo del Municipio de Cercado de la ciudad de Tarija:

Primera alternativa:

**Estructura de Cubiertas:** Cercha de madera.

**Estructura de Entrepiso:** Losa casetonada.

**Estructura de Edificación:** Estructura a porticada H<sup>o</sup>A<sup>o</sup>.

**Estructura de Cimientos:** Zapata continuas H<sup>o</sup>A<sup>o</sup>.

Segunda alternativa:

**Estructura de Cubiertas:** Cercha metálica.

**Estructura de Entrepiso:** Losa maciza.

**Estructura de Edificación:** Estructura aporticada H°A°.

**Estructura de Cimientos:** Losa de fundación de H°A°.

Tercera alternativa:

**Estructura de Cubiertas:** Cercha metálica.

**Estructura de Entrepiso:** Losa alivianada.

**Estructura de Edificación:** Estructura aporticada H°A°.

**Estructura de Cimientos:** Zapata aislada H°A°.

### **1.1.3. Sistematización**

La alternativa definida para el diseño estructural y la construcción de la nueva infraestructura de nombre “DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD EDUCATIVA TURUMAYO” se elige la más apropiada técnica (Alternativas estructurales) y económica.

Dentro del desarrollo del diseño estructural se define a la alternativa de cimentación la cual está sujeta al estudio de suelos, en función a la topografía y el planteamiento definido es:

**Estructura de Cubiertas:** Cercha metálica.

**Estructura de Entrepiso:** Losa alivianada.

**Estructura de Edificación:** Estructura aporticada H°A°.

**Estructura de Cimientos:** Zapata aislada H°A°.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. General**

- Realizar el diseño estructural de la “**Unidad Educativa Turumayo de la provincia Cercado del departamento de Tarija**”, aplicando la Norma Boliviana del Hormigón CBH-87 y el Método LRFD para la estructura metálica.

### **1.2.2. Específicos**

- Recopilar la información del estudio de suelos, topografía, planos arquitectónicos existentes para el análisis y diseño estructural de la alternativa escogida.
- Validar el estudio topográfico del lugar de emplazamiento.
- Validar el estudio de suelos SPT de forma visual en el sitio de emplazamiento del proyecto.
- Realizar el cálculo estructural aplicando parámetros de diseño, generando cálculos manuales y comprobando con la ayuda de un programa estructural CYPECAD.
- Elaborar los planos estructurales de todos los elementos estructurales del proyecto para su correcta ejecución.
- Realizar el presupuesto y cronograma de actividades para determinar el plazo de ejecución.

## **1.3. Justificación**

Las razones por las cuales se plantea la propuesta de proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

### **1.3.1. Académico**

Profundizar los conocimientos adquiridos sobre el diseño de estructuras proyectadas para el sector de educación, aportando así una vez terminado el mismo, a futuros estudios o diseños en la universidad sobre temas relacionados.

Formar con criterio suficiente a nivel de ingeniería civil en la mención de estructuras, para que posteriormente el estudiante pueda desarrollarse profesionalmente en la sociedad.

### **1.3.2. Técnica**

Determinar la alternativa viable que se planteará en la propuesta de proyecto de grado considerando toda la información brindada por el Gobierno Autónomo Municipal de Tarija.

### **1.3.3. Social**

Contribuir a la población de la comunidad de Turumayo y barrios cercanos del municipio de Tarija, con el diseño estructural de la “Unidad Educativa Turumayo”, con una infraestructura educacional de características óptimas y apropiadas, para el sector educativo del municipio de Tarija, se logrará un mejoramiento considerable en la educación para los niños y jóvenes de esta región.

## **1.4. Alcance del proyecto**

### **1.4.1. General**

El proyecto se centra en la realización del diseño estructural de los elementos de hormigón y la cubierta metálica, elaboración de los planos estructurales, cálculos métricos y la planificación de la construcción, con el fin de complementar el proyecto solicitado.

### **1.4.2. Resultados a lograr**

- Aprender el programa CYPECAD para la realización del diseño estructural de la infraestructura.
- Aprender a realizar el desarrollo de cálculos de diseño estructural y la comprobación de los mismos con el fin de que se garantice la durabilidad de la edificación.
- Dimensionar todos los elementos de la estructura: vigas, columnas, zapatas, losas y cubiertas metálicas.

- Identificar cuáles serán los elementos con mayor solicitud de cargas y definir el refuerzo estructural.

### 1.4.3. Restricciones y limitaciones

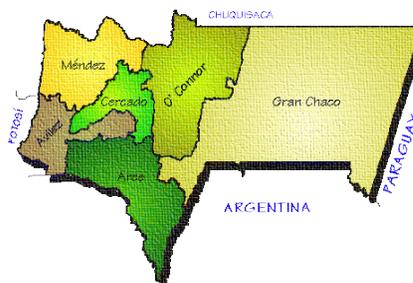
El proyecto se enfoca principalmente en el diseño estructural de la Unidad Educativa Turumayo, por lo que se detallan las siguientes consideraciones:

- El proyecto comprende exclusivamente el diseño estructural de la infraestructura y superestructura, elaboración de planos estructurales y verificaciones correspondientes del bloque principal.
- Se detalla las especificaciones técnicas, volúmenes de obra, análisis de precios unitarios, cronograma de ejecución y presupuesto del módulo de “obra gruesa” del proyecto.
- No se realizó el diseño de las instalaciones eléctricas, sanitarias, de agua potable e instalación pluvial, ni se cuantificarán cantidades y costos de estas actividades.

### 1.5. Marco espacial

El proyecto está localizado en la comunidad de Turumayo perteneciente al área Rural del Municipio de Tarija, Provincia Cercado del Departamento de Tarija, con coordenadas geográficas Latitud sur  $21^{\circ}34'2.73''$  y Longitud oeste  $64^{\circ}47'15.32''$  con una elevación de 1973 m.s.n.m.

**FIGURA 1** Mapa del departamento de Tarija



**FUENTE:** [http://e.exam-10.com/pars\\_docs/refs/17/16556/16556.html\\_m1822ba03.jpg](http://e.exam-10.com/pars_docs/refs/17/16556/16556.html_m1822ba03.jpg)

**FIGURA 2 Mapa de la provincia Cercado**



**FUENTE:** <https://www.educa.com.bo/sites/default/files/styles/contenidogral/public/tarija-provincia-mendez-0116.jpg?itok=3FtTa4WH>

**FIGURA 3 Localización de la Unidad Educativa Turumayo**



Fuente: Google Earth

### **1.6. Información socioeconómica de la zona de ubicación del proyecto**

La información socio económica relevante del área del proyecto para su ejecución es la siguiente:

Cuenta con agua potable administrados por EPSA de la comunidad.

También cuenta con energía eléctrica administrada y controlada por la empresa de servicios eléctricos de Tarija (SETAR).

El centro de salud más cercano es el Centro de Salud de Guerrahuayco ubicado a 2,4 km y 5 minutos del lugar de emplazamiento del proyecto.

## **CAPÍTULO II**

### **2. MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. Levantamiento topográfico**

Cuando hablamos de levantamiento topográfico nos referimos al análisis de un terreno. Se trata de un estudio tanto técnico como descriptivo que analiza y describe cuáles son sus características y particularidades.

Consiste en un conjunto de operaciones que permiten hacer una representación lo más real posible de ese terreno. Es una de las labores habituales de los topógrafos, quienes utilizan sus conocimientos y equipos para llevarla a cabo.

Vendría a ser como un retrato a una persona. O una descripción bien detallada de un producto, solo que en relación a un terreno. En ese reconocimiento tenemos en cuenta las características naturales y las construcciones que lo caracterizan.

Los principales atributos y consideraciones que se incluyen en estos estudios topográficos son los rasgos naturales y los rasgos añadidos por el ser humano. En los primeros, se tiene en cuenta los accidentes geográficos, ríos, desniveles y oquedades. En los segundos, se tienen en consideración las casas, carreteras, presas, puentes y excavaciones. Además, estos levantamientos topográficos suelen incluir las distintas diferencias de altura entre los relieves y los elementos que conforman el terreno.

El principal objetivo de un levantamiento topográfico es determinar la posición relativa entre varios puntos sobre un plano horizontal. Esto se compone mediante un método llamado planimetría. El siguiente fin es delimitar la altura entre varios puntos en relación con el plano horizontal definido anteriormente. Esto se lleva a cabo mediante la nivelación directa. Tras ejecutar estos dos objetivos, es posible trazar planos y mapas a partir de los resultados logrados consiguiendo un levantamiento topográfico.

#### **2.2. Estudio de suelos**

Las propiedades geotécnicas del suelo, como la distribución del tamaño del grano, la plasticidad, la compresibilidad y la resistencia por cortante, pueden ser determinadas mediante apropiadas pruebas de laboratorio. Recientemente, se ha puesto énfasis en la

determinación in situ de las propiedades de resistencia y deformación del suelo, debido a que así se evita la perturbación de las muestras durante la exploración de campo. Sin embargo, bajo ciertas circunstancias, no todos los parámetros necesarios pueden ser determinados o no por motivos económicos o de otra índole.

En el sentido general de la ingeniería, “suelo” se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. El suelo se usa como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y sirve para soportar las cimentaciones estructurales. Por esto, los ingenieros civiles deben estudiar las propiedades del suelo, tales como origen, distribución granulométrica, capacidad para drenar agua, compresibilidad, resistencia cortante, capacidad de carga, y otras más.

Dichas propiedades se traducen en:

- Distribución Granulométrica
- Límites de Atterberg
- Clasificación de los suelos (según A.A.S.H.T.O. y S.U.C.S.)
- Esfuerzos permisibles en la masa del suelo
- Otros

### **2.2.1. Distribución Granulométrica**

En cualquier masa de suelo, los tamaños de los granos varían considerablemente. Para clasificar apropiadamente un suelo se debe conocer su distribución granulométrica. La distribución granulométrica de suelos de grano grueso es generalmente determinada mediante análisis granulométrico por mallas. Para suelo de grano fino, la distribución granulométrica puede obtenerse por medio de análisis granulométrico con el hidrómetro.

### **2.2.2. Análisis Granulométrico Por Mallas**

Un análisis granulométrico por mallas se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasándolo a través de una serie de mallas cada vez más

pequeñas y con una charola en el fondo. La cantidad de suelo retenido en cada malla se mide y el por ciento acumulado de suelo que pasas a través de cada malla es determinados. Este porcentaje es generalmente denominado el "porcentaje que pasa".

La tabla 1, contiene una lista de los números de mallas usadas en Estados Unidos y que se utilizan en nuestro medio y el correspondiente tamaño de sus aberturas, estas mallas se usan comúnmente para el análisis de suelos con fines de clasificación.

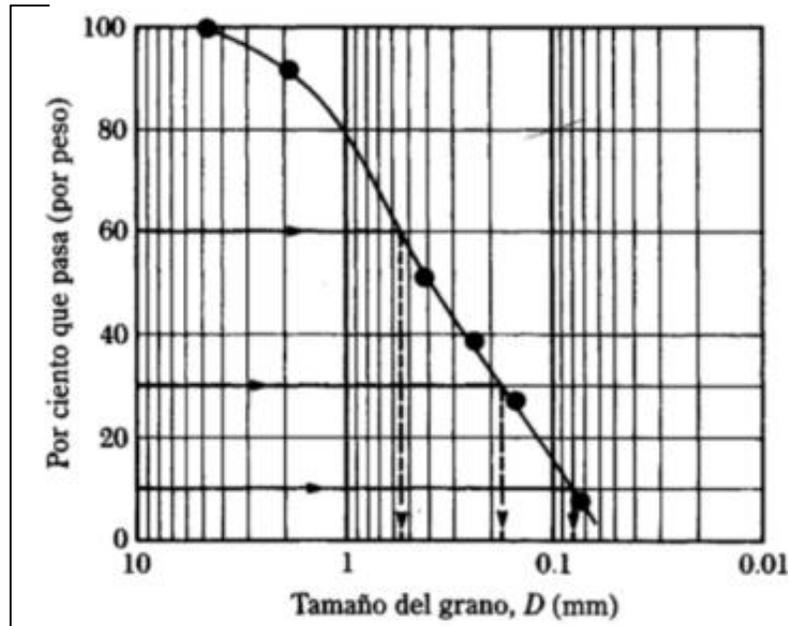
**TABLA 1** Tamaños de Tamices U.S. Standar

<b>Tamiz N°</b>	<b>Abertura (mm)</b>
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

**FUENTE:** Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

El porcentaje que pasa por cada malla, determinado por un análisis granulométrico por mallas, se grafica sobre papel semilogarítmico, como muestra la *FIGURA 4*. Note que el diámetro del grano  $D$  se grafica sobre la escala logarítmica y el porcentaje que pasa se grafica sobre la escala aritmética.

**FIGURA 5 Granulometría de un Suelo de Grano grueso obtenida por un análisis granulométrico por mallas**



FUENTE: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

Dos parámetros se determinan de las curvas granulométricas de suelos de grano grueso: (1) el Coeficiente de Uniformidad ( $C_u$ ) y (2) el coeficiente de Graduación, o Coeficiente de Curvatura ( $C_z$ ) estos factores son:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_z = \frac{D_{30}^2}{D_{60} * D_{10}}$$

Donde  $D_{10}$ ,  $D_{30}$  y  $D_{60}$  son los diámetros correspondientes al porcentaje que pasa 10,30 y 60 %, respectivamente.

### 2.2.3. Límites de Tamaños para Suelos

Independientemente del origen del suelo, los tamaños de las partículas, en general, que conforman un suelo, varían en un amplio rango. Los suelos en general son llamados grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas. Para describir los suelos por el tamaño de sus partículas, varias organizaciones desarrollaron límites de tamaño de suelo separado.

Las gravas son fragmentos de rocas ocasionalmente con partículas de cuarzo, feldespato y otros minerales.

Las partículas de arena están formadas principalmente de cuarzo y feldespatos, aunque también están presentes, a veces, otros granos minerales.

Los limos son fracciones microscópicas de suelo que consisten en granos muy finos de cuarzo y algunas partículas en forma de escamas (hojuelas) que son fragmentos de minerales micáceos.

Las arcillas son principalmente partículas sub-microscópicas en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales. El cuadro 1.7. Muestra que las partículas de suelo más pequeñas que 0.002 mm son clasificadas como arcilla. Sin embargo, las arcillas por naturaleza son cohesivas y pueden convertirse en un filamento cuando están húmedas. Esta propiedad es causada por la presencia de minerales de arcilla tales como la caolinita y el feldespato puede estar presente en un suelo en partículas de tamaño tan pequeño como los minerales de arcilla. Pero esas no tienen la propiedad de cohesión de los minerales arcillosos. Por tanto, se denominan partículas de tamaño arcilla y no partículas arcillosas.

Varias organizaciones han intentado desarrollar los límites de tamaño para gravas, arenas, limos y arcillas en base a los tamaños de las partículas de los suelos.

La **TABLA 2** presenta los límites de tamaño recomendados en el sistema de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos Unified Soil Classification System ( Corps of Engineers, Department of the Army y Bureau of Reclamation).

**TABLA 2** Límites de Tamaño de Suelos Separados

<b>Sistema de Clasificación</b>	<b>Tamaño del Grano (mm)</b>
Unificado	Grava: 75 mm a 4.75 mm Arena: 4.75 mm a 0.075 mm Limo y Arcilla (finos): <0.075 mm
AASHTO	Grava: 75 mm a 2 mm Arena: 2 mm a 0.05 mm Limo: 0.05 mm a 0.02 mm Arcilla: < 0.002 mm

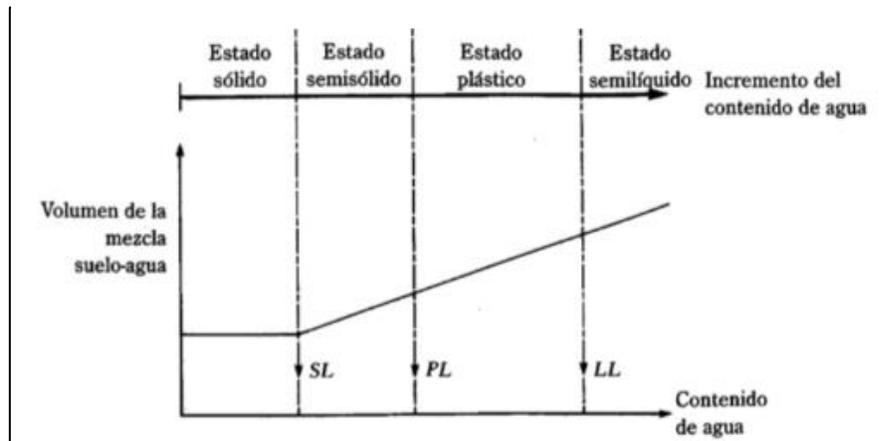
FUENTE: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

#### **2.2.4. Límites de Atterberg**

A principios de 1900, un científico sueco, Albert Mauritz Atterberg, desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con contenidos de agua variables. A muy bajo contenido de agua, el suelo se comporta más como un sólido frágil. Cuando el contenido de agua es muy alto, el suelo y el agua fluyen como un líquido.

Cuando un suelo arcillo se mezcla con una cantidad excesiva de agua, este puede fluir como un semilíquido. Si el suelo es secado gradualmente, se comportará como un material plástico, semisólido o sólido, dependiendo de su contenido de agua. Este, en por ciento, con el que el suelo cambia de un estado líquido a un estado plástico se define como límite líquido (LL). Igualmente, los contenidos de agua, en por ciento, con el que el suelo cambia de un estado plástico a un semisólido y de un semisólido a un sólido se define como límite plástico (LP) y el límite de contracción (SL), respectivamente. Estos se denominan Límites de Atterberg.

**FIGURA 6 Definición de los Límites de Atterberg**



**FUENTE:** Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

- El límite líquido de un suelo es determinado por medio de la copa de Casagrande (Designación de prueba D -4318 de la ASTM) y se define como el contenido de agua con el cual se cierra una ranura de ½ pulgada (12.7 mm) mediante 25 golpes.
- El límite plástico se define como el contenido de agua con el cual el suelo se agrieta al formarse un rollito de 1/8 pulgada (3.18 mm) de diámetro (Designación de prueba D -4318 de la ASTM).
- El límite de contracción se define como contenido de agua con el cual el suelo no sufre ningún cambio adicional de volumen con la pérdida de agua (Designación de prueba D -427 de la ASTM).

El índice de plasticidad (PI) es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo, o:

$$IP = LL - LP$$

### **2.2.5. Sistema de Clasificación de Suelos**

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada.

Los dos sistemas principales de clasificación actualmente en uso son (1) El Sistema AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y (2) el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Unified Soil Classification System). El sistema de clasificación AASHTO se usa principalmente para clasificación de las capas de carreteras. No se usa en la construcción de cimentaciones.

- AASHTO
- SUCS

### **2.2.6. Resistencia cortante del suelo**

La resistencia cortante de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él. Los ingenieros deben entender la naturaleza de la resistencia cortante para analizar los problemas de la estabilidad del suelo, tales como capacidad de carga, estabilidad de taludes y la presión lateral sobre estructuras de retención de tierras.

Los suelos son sistemas de fase múltiple. En un volumen dado de suelo, las partículas de sólidos están distribuidas al azar con espacios vacíos entre ellas. Los espacios vacíos son continuos y están ocupados por agua, aire o ambos. Para analizar problemas tales como la compresibilidad de suelos, la capacidad de carga de cimentaciones, la estabilidad de terraplenes y la presión lateral sobre estructuras de retención de tierras, los ingenieros necesitan conocer la naturaleza de la distribución de los esfuerzos a lo largo de una sección transversal dada del perfil del suelo, es decir, qué fracción del esfuerzo normal a una profundidad dada en una masa de suelo es tomada por el agua en los espacios vacíos y cuál es tomada por el esqueleto del suelo en los puntos de contacto de las partículas del suelo. A esto se denomina concepto del esfuerzo efectivo

Cuando se construye una cimentación, tienen lugar cambios en el suelo bajo la cimentación. El esfuerzo neto usualmente se incrementa. Este aumento del esfuerzo neto en el suelo depende de la carga por área unitaria a la que la cimentación está sometida, de la profundidad debajo de la cimentación en la que se hace la estimación del esfuerzo, entre otros factores. Es necesario estimar el incremento neto del esfuerzo vertical en el suelo, que ocurre como resultado de la construcción de una cimentación, para así calcular los asentamientos.

Se analiza los principios para estimar el incremento del esfuerzo vertical en suelos, causados por varios tipos de carga, con base en la teoría de la elasticidad. Aunque los depósitos de suelo natural no son materiales totalmente elásticos, isótropos u homogéneos, los cálculos para estimar incrementos en el esfuerzo vertical dan resultados bastante buenos para el trabajo práctico.

### **2.2.7. Prueba de penetración estándar - SPT**

El estudio de suelos se realizó por el método ESTANDAR PENETRATION TEST (SPT).

El ensayo normal de Penetración Estándar SPT es una prueba In Situ que se realiza en el fondo de una perforación, consiste en determinar el número de golpes de un martillo de peso 63.5 Kg y 762 mm (30 plg) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado, un toma muestras partido normal en una distancia de 305 mm(1 pie) cuyos diámetros normalizados son: 36.8 mm(1.45 plg)de diámetro interior y 50.8 mm(2 plg) de diámetro exterior.

El ensayo se puede realizar de dos formas, una a cielo abierto (mediante excavación con equipos característicos) y otra por perforación (mediante barrenado).

El equipo necesario es el siguiente:

- Muestreador (de 2” de diámetro exterior)
- Cono diamantado (2” de diámetro)
- Martinete (63.5Kg de peso)
- Trípode de acero con dispositivo para ejecución
- Roldana con soga (1½” de diámetro y 10m de largo)

- 3 tubos y acoples para incrementar la altura del trípode
- Escalera (en caso de realizar exploración a cielo abierto)
- Bomba de agua
- Barrenos de perforación
- Sistema hidráulico de perforación.

El procedimiento para realizar el ensayo de penetración SPT se realiza de la siguiente manera:

Si existe agua por encima del nivel de la base de excavación se evacuará el agua utilizando equipos apropiados para el fin. Si el suelo queda saturado se corregirá y detallará más adelante.

Son necesarias 5 personas para levantar el peso del martillo y otra para guiar la punta de penetración.

Se debe revisar el equipo y el lugar donde se realizará el ensayo, hasta que cumplan las condiciones mínimas y al momento de ubicar el trípode tenga condiciones estables suficientes para soportar la fuerza del martillo.

Para verificar que equipo de hincado se utilizará (cono diamantado o cuchara partida) se debe observar el suelo, si este contiene grava que exceda los  $\frac{3}{4}$ " se debe utilizar el cono diamantado. En caso de suelos finos es indiferente el uso del equipo, aunque la cuchara partida tiene la ventaja de que puede muestrear el suelo del punto de ensayo.

Seguidamente se efectúa golpes hasta los primeros 15 cm, a partir de ahí se empieza a contar los golpes hasta una profundidad de 30 cm.

Luego se procede a retirar la punta y se consigue un muestreo de al menos 5 Kg en caso de suelos aluviales y 1 Kg si es un suelo limoso.

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

**TABLA 3** Sistema de Clasificación USCS

<b>SISTEMA CLASIFICACION USCS</b>						
GRUESOS (< 50 % pasa 0.08 mm)						
Tipo de Suelo	Símbolo	% RET 5 mm.	% Pasa 0.08 mm.	CU	CC	** IP
	GW		< 5	> 4	1 a 3	
	GP			? 6	<1 ó >3	
	GM		> 12			< 0.73 (wl-20) ó <4
	GC					> 0.73 (wl-20) ó >7
	SW		< 5	> 6	1 a 3	
	SP			? 6	<1 ó >3	
	SM		> 12			< 0.73 (wl-20) ó <4
	SC					> 0.73 (wl-20) y >7
* Entre 5 y 12% usar símbolo doble como GW-GC, GP-GM, SW-SM, SP-SC.						
** Si $IP \leq 0.73$ (wl-20) ó si IP entre 4 y 7 e $IP > 0.73$ (wl-20), usar símbolo doble: GM-GC, SM-SC.						
En casos dudosos favorecer clasificación menos plástica Ej: GW-GM en vez de GW-GC.						
$CU = \frac{\phi 60}{\phi 10}$				$CC = \frac{\phi 30^2}{\phi 60 * \phi 10}$		

FUENTE: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

**TABLA 4** Sistema de clasificación SUC (suelos finos)

<b>SISTEMA CLASIFICACION USCS</b>			
FINOS (? 50 % pasa 0.08 mm)			
Tipo de Suelo	Símbolo	Lim. Liq. wl	Indice de Plasticidad * IP
	ML	< 50	< 0.73 (wl - 20) ó < 4
	MH	> 50	< 0.73 (wl - 20)
	CL	< 50	> 0.73 (wl - 20) y > 7
	CH	> 50	> 0.73 (wl - 20)
	OL	< 50	** wl seco al horno ? 75 % del wl seco al aire
	OH	> 50	
	P <sub>1</sub>	Materia orgánica fibrosa se carboniza, se quema o se pone incandescente.	
Si $IP \leq 0.73$ (wl - 20) ó si IP entre 4 y 7 E $IP > 0.73$ (wl - 20), usar símbolo doble: CL-ML, CH-OH			
** Si tiene olor orgánico debe determinarse adicionalmente wl seco al horno			

FUENTE: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

- Suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50% pasando por la malla No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G a S. G significa grava o suelo gravoso y S significa arena o suelo arenoso.
- Los suelos de grano fino con 50% o más pasando por la malla No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M, que significa limo inorgánico, C para arcilla inorgánica u O para limos y arcillas orgánicos. El símbolo Pt se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos son también usados para la clasificación:

W: bien graduado

P: mal graduado

L: baja plasticidad (límite líquido menor que 50)

H: alta plasticidad (límite líquido mayor que 50).

### **2.3. Diseño Arquitectónico**

En el campo de la Arquitectura, un proyecto Arquitectónico es el conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos, aprovechados para plasmar el diseño de una edificación, antes de ser construida; el proyecto arquitectónico completo comprende el desarrollo de una edificación, la distribución de uso y espacios, la manera de utilizar los materiales, tecnologías y la elaboración del conjunto de planos, con detalles y perspectivas.

#### **2.3.1. Etapas del diseño Arquitectónico**

- Etapa primera: Estudio de referentes. A partir de la solicitud o contrato del o los inversionistas, los arquitectos e ingenieros se documentan sobre el tema que proyectarán.
- Etapa segunda: Confección del programa de diseño: Se trabaja identificando los componentes del sistema y sus requerimientos particulares, desempeña un rol sustancial en el proceso la intervención del inversionista, pues es este quien decide los aspectos financieros y económicos de la nueva inversión.

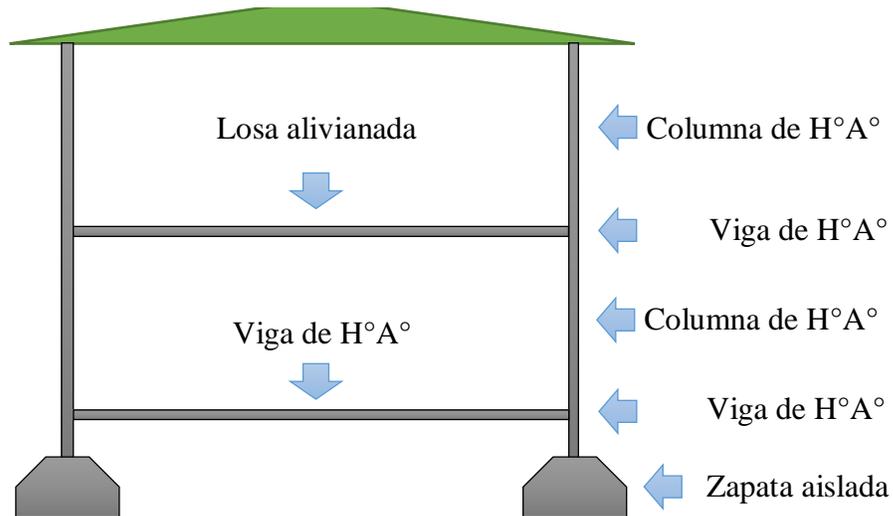
- Etapa tercera: Aproximación conceptual al objeto que se diseñará, puede ser modificado posteriormente. Se considera como aspectos relevantes el contexto arquitectónico, los criterios estructurales, el presupuesto, la función y la forma. Culmina esta fase con la realización del anteproyecto: en él se traduce lo deseado por el inversionista a formas útiles y a lo que está estipulado en el programa de diseño arquitectónico. Se comienza a materializar el programa de diseño. En esta etapa es crucial la toma de decisiones entre el equipo de diseño y los inversionistas.
- Etapa cuarta: Realización del proyecto ejecutivo. Concluye el proceso de diseño arquitectónico con la confección de la documentación ejecutiva (conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos, empleados para la construcción de la obra)

#### **2.4. Idealización de las estructuras**

Una vez analizadas las alternativas para el diseño estructural, se optó por una estructura a porticada de H°A° conformada por vigas columnas y losas, para el diseño de fundaciones se optó por zapatas aisladas ya que vendría a ser la mejor alternativa dadas las condiciones del terreno y capacidad portante del suelo, la cubierta se diseñará de cerchas metálicas ya que resultan mucho más económicas y accesibles en el mercado que una cubierta hecha de cerchas de madera.

En el gráfico siguiente podemos ver una imagen referencial sobre la idealización de la estructura.

**FIGURA 7 Imagen referencial de la idealización**



FUENTE: Elaboración propia.

## **2.5. Materiales**

### **2.5.1. Hormigón Armado**

“El hormigón en masa presenta una buena resistencia a compresión, como les ocurre a las piedras naturales, pero ofrece muy escasa resistencia a tracción, por lo que resulta inadecuado para piezas que hayan de trabajar a flexión o tracción. Pero si se refuerza el hormigón en masa disponiendo barras de acero en las zonas de tracción, el material resultante, llamado hormigón armado, está en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones” (Jiménez Montoya, 2011, p. 115).

### **2.5.2. Adherencia entre el hormigón y el acero**

Los dos objetivos fundamentales de la adherencia son los siguientes: asegurar el anclaje de las barras, y transmitir las tensiones tangentes periféricas que aparecen en la armadura principal, como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal. Por lo tanto, se puede decir que la adherencia se debe a la adhesión, el rozamiento y acuña miento.

### **2.5.3. Disposición de las armaduras**

En hormigón armado se puede clasificar las armaduras en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primeras las armaduras longitudinales y las transversales.

Las armaduras longitudinales principalmente absorben los esfuerzos a tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, así como también reforzar las zonas comprimidas del hormigón.

Las armaduras transversales absorben las tensiones de tracción originadas por esfuerzos de cortantes y torsiones, para asegurar la ligadura necesaria entre armaduras principales y de esta forma impedir el pandeo y formación de fisuras localizadas.

Las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes. Su trazado puede ser longitudinal o transversal, y se incluyen entre ellas: las armaduras de montaje, las armaduras de piel, las armaduras para retracción y efectos térmicos, las armaduras de reparto, etc.

### **2.5.4. Distancia entre barras**

“Las distintas barras deben permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras.

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

- Dos centímetros, salvo en viguetas y losas alveolares pretensadas donde se tomarán 1,5 cm, el diámetro de la barra más gruesa.
- 1,25 veces el tamaño máximo del árido.

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

c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal de  $\varnothing \leq 32$  mm (una sobre otra), e incluso tres barras de  $\varnothing \leq 25$  mm.

d) En soportes y otros elementos comprimidos hormigonados en posición vertical, donde no sea necesario disponer empalmes de armaduras, pueden colocarse en contacto hasta cuatro barras de la armadura principal de  $\varnothing \leq 32$  mm.

e) En los casos c) y d), para calcular los recubrimientos y las distancias libres mínimas respecto a las armaduras vecinas, se considerará como diámetro de cada grupo de barras (diámetro equivalente) el de una sola barra ficticia de igual centro de gravedad, cuya sección es la suma de las secciones de las diversas barras agrupadas.

f) El diámetro equivalente de un grupo de barras no debe superar los 50 mm, salvo en piezas comprimidas” (Jiménez Montoya, 2011, p. 119).

### 2.5.5. Doblado de las armaduras

Según la instrucción española el doblado de las barras deberá realizarse sobre mandriles de diámetro no inferior a los indicados en la siguiente tabla:

**TABLA 5 Diámetro mínimo de mandril para el doblado de barras**

Clase de barras corrugadas	Ganchos y patillas		Barras levantadas o curvadas	
	Diámetro de la barra $\varnothing$		Diámetro de la barra $\varnothing$	
	< 20 mm	$\geq 20$ mm	$\leq 25$ mm	> 25 mm
B 400 S y B 400 SD	4 $\varnothing$	7 $\varnothing$	10 $\varnothing$	12 $\varnothing$
B 500 S y B500 SD	4 $\varnothing$	7 $\varnothing$	12 $\varnothing$	14 $\varnothing$

Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15° edición.

### 2.5.6. Anclaje de las armaduras

Un anclaje adecuado es fundamental para el buen comportamiento frente a rotura de los elementos de hormigón armado, ya que de él depende que las barras puedan trabajar a la tensión necesaria. El anclaje se considera por ello un Estado Límite Último.

El anclaje de las barras de hormigón armado habitualmente suele conseguirse mediante el mecanismo de la adherencia y por lo general se efectúa mediante alguna de las siguientes disposiciones:

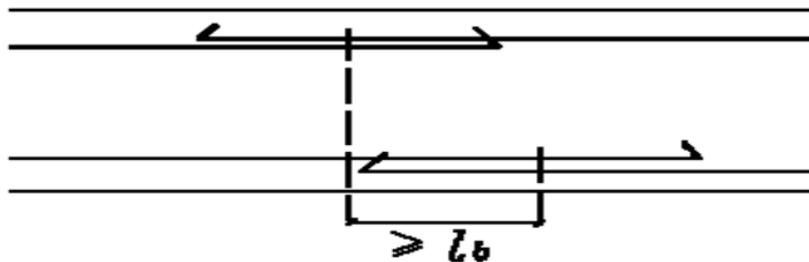
- Por la prolongación recta.
- Por gancho o patilla.
- Por armaduras transversales soldadas (caso de mallas, por ejemplo).
- Por dispositivos especiales

### 2.5.7. Empalme de las armaduras

Los empalmes de las barras pueden ser por: solapo, soldadura, manguito u otros dispositivos.

Como norma general, los empalmes de las distintas barras en tracción, se distanciarán, unos de otros, de tal modo que sus centros queden separados, en la dirección de las armaduras, una longitud igual o mayor a  $l_b$ .

**FIGURA 8** Empalme de las armaduras



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

#### 2.5.7.1. Empalme por solapo

Este tipo de empalmes, se realizará colocando las barras una al lado de la otra, dejando una separación entre ellas de  $4 \varnothing$ , como máximo.

Cuando se trate de barras corrugadas, no se dispondrán ni ganchos, ni patillas y la longitud de traslapeo no será inferior a “ $\alpha l_b$ ”, donde  $\alpha$  tiene los siguientes valores:

**TABLA 6** Empalmes por solapo

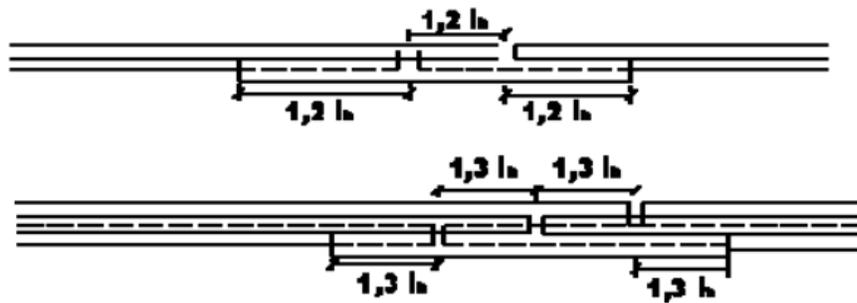
Distancia transversal "a" entre los dos (2) empalmes más próximos	Porcentaje de barras traslapadas trabajando a tracción, con relación a la selección total de acero					Barras traslapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20 %	25 %	33 %	50 %	> 50 %	
$\leq 10 \varnothing$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$> 10 \varnothing$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87

**2.5.7.2. Empalme por solapo de grupo de barras.**

“Para el empalme por traslapo de un grupo de barras, se añadirá una barra suplementaria en toda la zona afectada por los empalmes, de diámetro igual al mayor de las que forman el grupo. Cada barra, se colocará enfrentada a tope, a aquella que va a empalmar. La separación entre los distintos empalmes y la prolongación de la barra suplementaria, será de 1,2  $\ell_b$  ó 1,3  $\ell_b$  según sean grupos de dos (2) o tres (3) barras. Se prohíbe el empalme por traslapo en los grupos de cuatro (4) barras” (Norma Boliviana CBH-87, 1987, p. 229)

**FIGURA 9** Empalmes por traslapo de grupo de barras



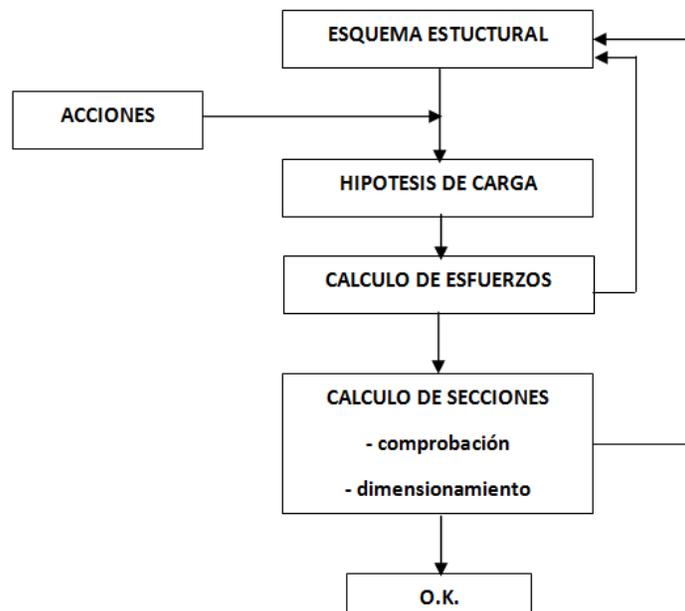
Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87

## 2.6. Diseño Estructural

### 2.6.1. Cálculo de estructuras en general

El diseño estructural estará de acuerdo a la idealización de la estructura, tomando en cuenta los materiales ya establecidos. Dicho cálculo consiste esencialmente en comprobar que se satisfagan las condiciones de equilibrio de esfuerzos y de compatibilidad de deformaciones. Pero en un sentido más amplio, el cálculo de una estructura incluye también la fase previa de establecimiento del tipo estructural lo que son las bases de cálculo.

**FIGURA 10** Proceso de cálculo de una estructura.



**Fuente:** Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15° edición.

### 2.6.2. Estructura metálica

El método adoptado para el diseño de la cubierta metálica es el método de Diseño por factores de carga y resistencia (LFRD), que se basa en los conceptos de estados límites y pretende más que obtener soluciones más económicas, el proporcionar una confiabilidad uniforme para todas las estructuras de acero.

Debido a que para el LFRD se emplea un coeficiente de seguridad o factor de carga para las solicitaciones permanentes menores que para las demás acciones, éstas se

encuentran determinadas con mayor precisión y además, las cargas que permanecen actuando sobre la estructura durante largos periodos de tiempo varían menos en magnitud que aquellas que se aplican durante periodos cortos. Igualmente, los coeficientes de seguridad aplicados a la capacidad de resistencia de los materiales son sensiblemente inferior al factor de carga.

### **2.6.3. Cubierta Metálica**

Este tipo de cubierta es apropiado para cubiertas ligeras con escasa pendiente y para las cubiertas de formas complicadas. Uno de los mayores inconvenientes es que apenas protegen contra las fluctuaciones de la temperatura, por lo que hay que prever un buen sistema de aislación, así como que se contará con importantes cantidades de agua de condensación.

Como materiales para las cubiertas metálicas se emplean chapas de cinc, de cobre, de plomo, de aluminio, de acero galvanizado (que se proveen pre-pintadas, onduladas y autoportantes).

Las chapas de cinc tienen la característica que pueden deformarse plásticamente solo a temperaturas de 120°C a 140°C, sin embargo, pueden doblarse y plegarse en frío hasta unos -8°C, a temperaturas inferiores son quebradizas y no se pueden trabajar. Expuestas al aire, se recubren de una capa gris blanquecina de carbonato de cinc, insoluble en el agua y que preserva al metal de nuevas oxidaciones, pero si la exposición a los agentes atmosféricos es muy prolongada modifica su estructura volviéndolas más cristalinas y frágiles reduciéndose su vida útil. (McCormac )

#### **2.6.3.1. Combinaciones de Cargas**

Con el método LRFD, se forman grupos posibles de cargas de servicio, y cada carga de servicio se multiplica por un factor de carga, normalmente mayor de 1.0. La magnitud del factor de carga refleja la incertidumbre de esa carga específica. La combinación lineal resultante de las cargas de servicio en un grupo, cada uno multiplicado por su respectivo factor de carga, se llama carga factorizada. Los mayores valores determinados de esta manera se usan para calcular los momentos, los cortantes y otras fuerzas en la estructura. Estos valores de control no deben ser mayores que las

resistencias nominales de los miembros multiplicados por sus factores  $\phi$  o de reducción. Entonces, los factores de seguridad han sido incorporados en los factores de carga, y podemos decir:

(Factor de reducción  $\phi$ ) (Resistencia nominal de un miembro)  $\geq$  fuerza factorizada calculada en el miembro,  $R_u$ .

$$\phi R_u \geq R_u$$

La Parte 2 del Manual de AISC proporciona los siguientes factores de carga para edificios, que se basan en el ASCE 7 y que son los siguientes:

1.  $U = 1.4D$
2.  $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
3.  $U = 1.2D + 1.6(L \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ o } 0.5W)$
4.  $U = 1.2D + 1.0W + L^* + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
5.  $U = 1.2D + 1.0E + L^* + 0.2S$
6.  $U = 0.9D + 1.0W$
7.  $U = 0.9D + 1.0E$

\*El factor de carga para L en las combinaciones (3.), (4.) y (5.) debe tomarse como 1.0 para pisos en los lugares de reuniones públicas, para cargas vivas que sobrepasen a 100 lb/pie<sup>2</sup> y para la carga viva de los garajes de estacionamiento. Se permite que el factor de carga sea igual a 0.5 para otras cargas vivas.

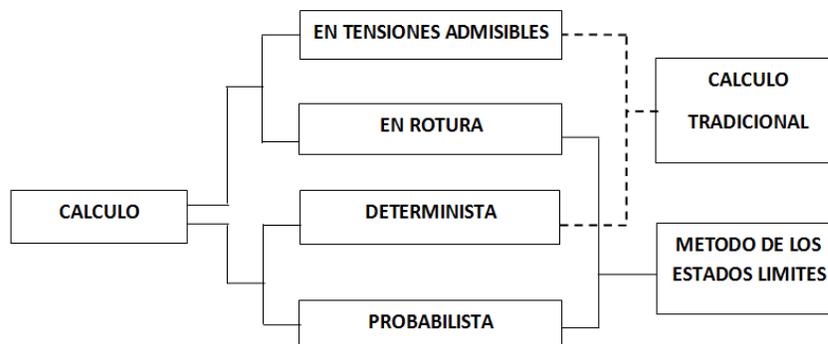
Para estas combinaciones de cargas, se usan las siguientes abreviaturas:

- U = carga factorizada o de diseño
- D = carga muerta
- L = carga viva debida a la ocupación
- L<sub>r</sub> = carga viva del techo
- S = carga de nieve
- R = carga nominal debida a la precipitación pluvial o el hielo iniciales, independientemente de la contribución por encharcamiento
- W = carga de viento
- E = carga de sismo

#### 2.6.4. Cálculo de estructuras de hormigón armado

Los métodos de cálculo de estructuras de hormigón armado pueden clasificarse según dos criterios diferentes, resultando dos grupos según cada criterio. En efecto, desde un cierto punto de vista cabe distinguir:

FIGURA 11 Métodos de cálculo del hormigón armado.



**Fuente:** Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15ª edición.

**a).** - Los métodos clásicos o de tensiones admisibles, en los cuales se determinan las solicitaciones correspondientes a las cargas máximas de servicio; se calculan luego las tensiones correspondientes a estas solicitaciones (tensiones de trabajo); y se comparan sus valores con una fracción de la resistencia de los materiales (tensión admisible).

**b).** - Los métodos de cálculo en rotura, en los cuales se determinan las solicitaciones correspondientes a las cargas mayoradas y se comparan sus valores con las solicitaciones últimas, que son las que agotarían la pieza si los materiales tuviesen, en vez de las resistencias reales las resistencias del punto de vista minoradas.

Desde otro punto de vista, también, pueden distinguirse: Los métodos deterministas y los métodos probabilísticos. El método más utilizado es el método de los estados límites, que deriva de una combinación de los métodos de ruptura y probabilistas” (Jiménez Montoya, 2011, p. 182).

## 2.6.5. Bases de cálculo

### 2.6.5.1. Coeficientes de seguridad

“En los métodos de cálculo desarrollados en esta norma, la seguridad se realiza a través de: Dos coeficientes de minoración (de la resistencia del hormigón y de la resistencia de acero) y otros coeficientes de ponderación de las cargas y acciones en general” (Norma Boliviana CBH – 87, 1987, p.50).

### 2.6.5.2. Estados límites últimos

Son aquellos estados que no pueden ser rebasados, debido a que pondrían en peligro la estructura haciéndola insegura, para evitar ello se utiliza coeficientes de seguridad. Los valores básicos de los coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites últimos, son los siguientes:

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

### 2.6.5.3. Estados límites de servicio

También llamados estados límites de utilización, son todas aquellas situaciones de la estructura para las que, la misma queda fuera de servicio, por razones de durabilidad, funcionales o estéticas.

Los estados límites últimos de servicio más importantes en hormigón armado son: Deformación, fisuración y Vibraciones.

### 2.6.5.4. Hipótesis de carga más desfavorable

“Cuando la reglamentación específica de las estructuras no indique otra cosa, se aplicarán las hipótesis de carga enunciadas a continuación.

Hipótesis I:	$\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$
Hipótesis II:	$0.9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0.9 \cdot \gamma_{fq} \cdot W$
Hipótesis III:	$0.8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$

Donde:

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

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

Qeq = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W = Valor característico de la carga del viento.

Weq = Valor característico de la carga del viento, durante la acción sísmica.

Weq = En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará:  $Weq = 0.25 \cdot W$

Feq = Valor característico de la acción sísmica” (Norma Boliviana CBH – 87, 1987, p.54).

#### **2.6.5.5. Comprobaciones que deben realizarse**

Los cálculos realizados con arreglo a los métodos y prescripciones establecidos en la Norma CBH - 87, deberán garantizar que, tanto la estructura en su conjunto como cada uno de sus elementos, cumplan las condiciones siguientes:

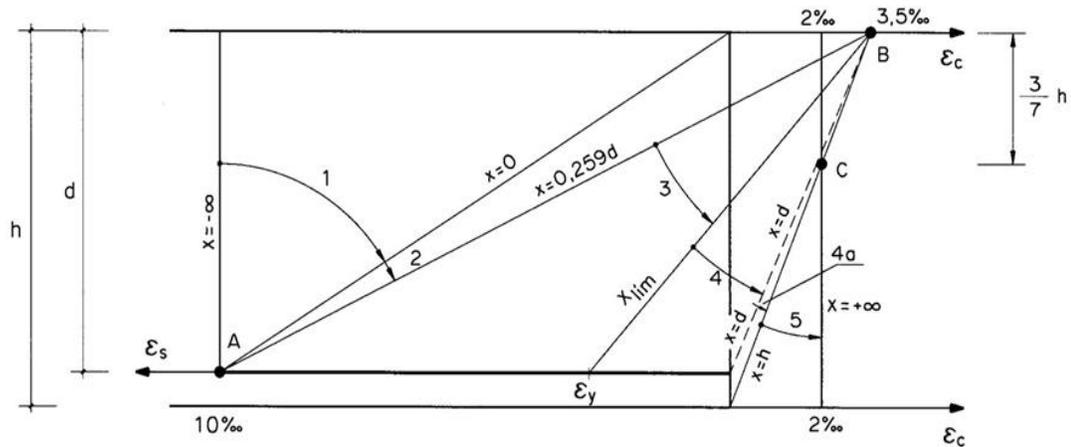
- Bajo cada hipótesis de carga, no se sobrepasan los estados límites últimos. Las hipótesis de carga se establecerán a partir de las acciones de cálculo.
- Bajo cada hipótesis de carga no se sobrepasan los estados límites de utilización. Las hipótesis de carga se establecerán a partir de las acciones de cálculo.

## 2.6.5.6. Cálculo en estados límites

### 2.6.5.6.1. Dominios de deformación

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres (3) puntos, A, B o C definidos en la siguiente figura:

**FIGURA 12** Dominios de deformación de las secciones, en el estado límite último de agotamiento.



**Fuente:** Hormigón Armado, Jiménez Montoya 15ª edición.

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios:

“Dominio 1.- Tracción simple o compuesta: Toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A, correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado, del 10 por mil.

Dominio 2.- Flexión simple o compuesta: El acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A.

Dominio 3.- Flexión simple o compuesta: La resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón:  $\epsilon_{cu} = 3,5$  por mil.

El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y  $\epsilon_y$ , siendo  $\epsilon_y$  el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

Dominio 4.- Flexión simple o compuesta: Las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre  $\epsilon_y$  y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3.5 por mil.

Dominio 4.a. - Flexión compuesta: Todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.

Dominio 5.- Compresión simple o compuesta: Ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión:  $\epsilon_{cu} = 2$  por mil” (Norma Boliviana CBH – 87, 1987, p. 58).

#### **2.6.5.7. Acciones**

“Una acción es un conjunto de:

- Fuerzas concentradas y repartidas.
- Deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente.

Debidas a una misma causa y que aplicadas a una estructura o elemento estructural son capaces de producir en ella estados tensionales.

Las acciones se clasifican en dos (2) grupos:

- Acciones directas.
- Acciones indirectas.

Las primeras están producidas por pesos u otras fuerzas aplicadas directamente a la estructura e independientes de las propias características resistentes y de deformación de la misma.

Las acciones indirectas están originadas por fenómenos capaces de engendrar fuerzas de un modo indirecto, al imponer o impedir, total o parcialmente, deformaciones, o imprimir aceleraciones a la estructura, siendo, por tanto, función de las características de deformación de la propia estructura.

Por otra parte, según su naturaleza, las acciones pueden ser de dos (2) tipos:

- Acciones estáticas: que son las que no engendran aceleración significativa sobre la estructura ni sobre ninguno de sus elementos.
- Acciones dinámicas: que engendran una aceleración significativa sobre la estructura.” (Norma Boliviana CBH-87, 1987, p. 43).

#### **2.6.5.7.1. Valores característicos de las acciones**

Se consideran como valores característicos de las acciones: “Los que presentan una probabilidad de un 95 % de no ser sobrepasados (por el lado de los valores más desfavorables) durante el período de vida útil de la construcción” (Norma Boliviana CBH-87,1987, p. 45).

#### **2.6.5.7.2. Datos generales para el cálculo de las solicitaciones**

“Salvo justificación especial, se considera como luz de cálculo de las piezas no continuas, la menor de las dos (2) longitudes siguientes:

- La distancia entre ejes de apoyo.
- La luz libre, más el canto.

Para un elemento continuo, se toma normalmente como luz efectiva la distancia entre ejes de apoyo” (Norma Boliviana CBH-87,1987, p. 48).

### **2.6.6. Estructura de sustentación de la edificación**

#### **2.6.6.1. Estructuras complementarias (losas alivianadas)**

Para el diseño o la verificación de los cerramientos horizontales se debe obtener los efectos máximos, como ser el momento y el cortante máximo.

Altura de la losa:

$$h \geq \frac{L}{25} \text{ para viguetas entre apoyos.}$$

Dónde:

h = Altura de la losa.

L = Longitud de cálculo de la vigueta pretensada.

Selección del tipo de vigueta prefabricada con sus características de fabricación.

Determinación de la altura del firme o capa de compresión

Espesor de firme (mm):  $e \geq 30$  para claro  $L < 6$  m

Espesor de firme (mm):  $e \geq 60$  para claro  $L \geq 6$  m

Deflexiones permisibles:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$$

Donde:

$\Delta_{adm}$  = Deflexión admisible para el caso de viguetas pretensadas.

L = Longitud entre centros de apoyo.

Se debe verificar la flecha cuando no se cumpla la siguiente relación:

**TABLA 7** Valores de la relación canto/luz para los cuales no es necesario comprobar la flecha

	<b>Caso 1</b>	<b>Caso 2</b>	<b>Caso 3</b>	<b>Caso 4</b>
<i>Tramos simplemente apoyados</i>	1/24	1/20	1/18	1/14
<i>Vanos extremos de tramos continuos</i>	1/28	1/24	1/20	1/18
<i>Vanos internos de tramos continuos</i>	1/32	1/28	1/24	1/20
<i>Voladizos</i>	1/16	1/14	1/12	1/10

*Caso 1: forjados que no han de soportar tabiques ni muros.*

*Caso 2: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de yeso.*

*Caso 3: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cal.*

*Caso 4: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cemento.*

**Fuente:** Norma Bolivia del Hormigón CBH-87. Tabla N°9.9.10.4.3. b

Esfuerzos admisibles:

$$f_{Madm} = 0.5 \cdot f_c \text{ en compresión}$$

$$f_{Madm} = 0.8 \cdot \sqrt{f_c} \text{ en tracción.}$$

$$f_{Mmax} = \frac{M_{max} \cdot c}{I_x}$$

Donde:

$M_{max}$  = Momento máximo positivo.

c = Fibra más alejada ya sea en compresión o en tracción.

$f_c$  = Resistencia de cálculo del hormigón.

Verificación de la sección.

Verificación de deflexiones:

$$\Delta_{adm} > \frac{5}{384} \cdot \frac{W \cdot L^4}{E \cdot I}$$

Verificación de esfuerzos a flexión:

$$f_{M_{adm}} > f_{M_{max}}$$

Verificación de esfuerzos cortante:

$$f_{Vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} > f_{V_{max}} = \frac{V_{max}}{A_{total}}$$

Cálculo de armadura de refuerzo:

$$M_d = 1.6 \cdot M$$

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

$b_w$  = Ancho de la pieza, análisis para un metro de ancho.

$\mu_{dlim} = 0.319 \rightarrow$  para losas de hormigón con un acero de AE-500.

Con el valor encontrado de  $\mu_d$ , entramos en la tabla 2.6 y encontramos el valor de la cuantía mecánica  $\omega_s$ .

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

Se debe calcular el área de acero mínima que necesita la pieza, para esto de la tabla 2.7 encontramos la cuantía geométrica mínima ( $\omega_{smín}$ ).

Una vez obtenida la cuantía geométrica mínima se encuentra la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$A_{smín} = \omega_{smín} \cdot b_w \cdot d$$

El área de la armadura final será la mayor de los dos valores encontrados.

### 2.6.6.2. Vigas

Para el diseño de las vigas, se debe obtener los esfuerzos máximos generados en las mismas. Los efectos máximos son los siguientes:

$M_{max(+)}$  = Momento máximo (positivo).

$M_{max(-)}$  = Momento máximo (negativo).

$V_{\max}$  = Cortante máximo en la pieza.

$f_{ck}$  = Resistencia característica del hormigón.

$f_{yk}$  = Límite de fluencia del acero.

$b_w$  = Ancho de la pieza.

$d_1$  = Altura de recubrimiento mecánico.

$h$  = Altura total de la pieza.

Determinación de la resistencia de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} : \gamma_c = 1.5 \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} : \gamma_s = 1.15$$

Dimensionamiento de la pieza.

$$d_{\min} = K \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \quad K = 2.2 \leq K \leq 3.3$$

Armadura longitudinal: Calculamos el momento reducido de cálculo.

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

Sí:  $\mu_d < \mu_{\lim}$

La sección no necesita armadura en compresión, por lo que, el cálculo de la armadura en compresión se la realizará con la cuantía mecánica mínima que determina el área de acero mínimo.

Con el momento reducido determinamos la cuantía geométrica para determinar la armadura:

$\mu_d$  -----  $w_s$  (Tabla 2.7)

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

Dónde:

$w_s$  = Cuantía mecánica (función del momento reducido de cálculo  $\mu_d$  interpolado en la tabla universal de cálculo para flexión simple o compuesta).

$b_w$  = Ancho del elemento que se analiza.

$d$  = Distancia entre la fibra más comprimida al centro de gravedad de la armadura longitudinal.

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

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

Sí:  $\mu_d > \mu_{lim}$  --- La pieza necesita armadura a compresión.

La armadura que resista los esfuerzos de tracción producidos por los momentos flectores de cálculo se determina con las siguientes expresiones:

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

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

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

Dónde:  $w_{lim}$  = Cuantía geométrica límite.

$\mu_d$  = Momento reducido de cálculo.

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

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

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

$r$  = Recubrimiento geométrico.

Con la cuantía geométrica mínima encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza:  $w_{smín}$  En función del tipo de acero estructural

$$A_{smín} = w_{smín} \cdot b_w \cdot d$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

La selección de los diámetros se lo realizará con diámetros comerciales y espaciamientos con el criterio del número de barras que se usará a una distancia constructiva.

**TABLA 8** Tabla universal para flexión simple.

$\xi$	$\mu$	$\omega$	
0	0,03	0,0308	<b>D O M I N I O</b>
0,0953	0,04	0,0414	
0,1078	0,05	0,052	
0,1194	0,06	0,0627	
0,1306	0,07	0,0735	
0,1413	0,08	0,0844	
0,1518	0,09	0,0953	
0,1623	0,1	0,1064	
0,1729	0,11	0,1177	
0,1836	0,12	0,1291	
0,1944	0,13	0,1407	
0,2054	0,14	0,1524	
0,2165	0,15	0,1643	
0,2277	0,16	0,1762	
0,2391	0,17	0,1884	
0,2507	0,18	0,2008	
0,2592	0,1872	0,2098	
0,2636	0,19	0,2134	
0,2796	0,2	0,2263	
0,2958	0,21	0,2395	
0,3123	0,22	0,2529	
0,3292	0,23	0,2665	
0,3464	0,24	0,2804	
0,3639	0,25	0,2946	
0,3818	0,26	0,3091	
0,4001	0,27	0,3239	
0,4189	0,28	0,3391	
0,4381	0,29	0,3546	
0,45	0,2961	0,3643	
0,4577	0,3	0,3706	
0,478	0,31	0,3869	
0,4988	0,32	0,4038	
0,5202	0,33	0,4211	
0,5423	0,34	0,439	
0,5652	0,35	0,4576	
0,589	0,36	0,4768	
0,6137	0,37	0,4968	
0,6168	0,3712	0,4993	

**Fuente:** Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15ª edición.

**TABLA 9** Cuantías geométricas mínimas.

ELEMENTO	POSICIÓN	AH 215	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares		0.008	0.006	0.005	0.004
Losa		0.002	0.0018	0.0015	0.0014
Vigas		0.005	0.0033	0.0028	0.0023
Muros	Armadura horizontal	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	Armadura vertical	0.005	0.004	0.0032	0.0028

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87

**TABLA 10** Valores límites.

$f_y$ (kp/cm <sup>2</sup> )	2200	2400	4000	4200	4600	5000
$f_{yd}$	1910	2090	3480	3650	4000	4350
$\xi$ lim	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
$\mu$ lim	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
$w$ lim	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87

Armadura transversal: Según la norma las ecuaciones para el cálculo de la armadura transversal en vigas son las siguientes:

Cortante mayorado:  $V_d = 1.6 \cdot V$

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \rightarrow (\text{Kg/cm}^2)$$

Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

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

Cortante último por agotamiento, por compresión oblicua del hormigón.

$$V_{ou} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{Si: } V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$$

$V_d$  debe ser menor o igual que  $V_{ou}$ , y mayor que  $V_{cu}$ , caso contrario, se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal.

Por lo tanto, la armadura transversal será:  $V_{su} = V_d - V_{cu}$

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Y la armadura mínima:  $A_{smín} = 0.02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$

El área de armadura encontrada es para todas las piernas que tiene el estribo, por tal motivo, si se quiere encontrar el área para una sola pierna se debe dividir el área encontrada entre el número de piernas.

### 2.6.6.3. Columnas

Las columnas de hormigón armado suelen tener como sollicitación principal las normales, aunque sus secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

La principal función de las columnas es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y esta al terreno de cimentación.

Para el caso del análisis de columnas en estructuras porticadas se debe tener en cuenta los siguientes datos de entrada:

Datos necesarios.

b, h = 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.

$N_d$  = Fuerza normal de cálculo.

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

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

Cálculo de la longitud de pandeo:  $l_0 = \alpha \cdot l$

Donde:

$\alpha$  = Coeficiente de pandeo que puede obtenerse con el monograma para pórticos traslacionales.

l = Longitud real del elemento considerado.

Para el cálculo de la longitud de pandeo se empleará el nomograma para pórticos intraslacionales.

Comprobación de estructuras intraslacionales:

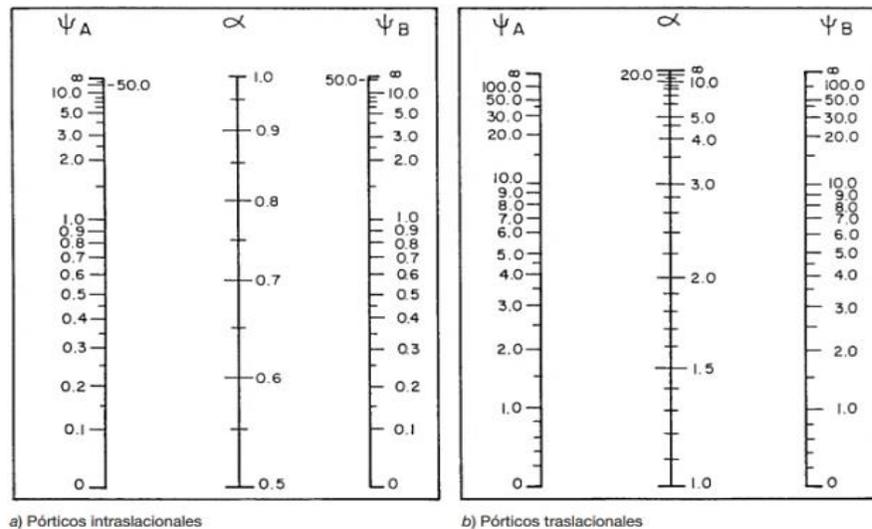
Pueden considerarse claramente intraslacionales, las estructuras porticadas provistas de muros o núcleos de contraviento, dispuestos en forma tal que absorban las fuerzas que provocan los desplazamientos horizontales de la estructura y que aseguren además la rigidez torsional de ésta, cumpliendo la condición:

$$h \sqrt{\frac{\Sigma N}{\Sigma EI}} \leq 0.6 ; \text{Si } N \geq 4 \qquad h \sqrt{\frac{\Sigma N}{\Sigma EI}} \leq 0.2 ; \text{Si } N < 4$$

Dónde:

- n = Número de plantas de la estructura
- h = Altura total de la estructura, desde la cara superior de cimientos
- $\Sigma N$  = Suma de reacciones en cimientos, con la estructura totalmente cargada, en estado de servicio.
- $\Sigma EI$  = Suma de rigideces a flexión, de los elementos de contraviento, en la dirección considerada, tomando para el cálculo de "I", la sección total no fisurada.

**FIGURA 13** Nomograma para coeficiente de pandeo.



**Fuente:** Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15ª edición.

$$\psi_A = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{I} \text{ de todos los pilares que concurren en A}}{\sum \frac{E \cdot I}{I} \text{ de todas las vigas que concuren en A}}$$

De la misma manera se calcula  $\psi_B$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = \frac{l_o}{b}$$

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i} = \frac{\alpha_x \cdot l}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} \quad ; \quad \lambda_y = \frac{l_{oy}}{i} = \frac{\alpha_y \cdot l}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}}$$

Determinación del  $f_{cd}$  y  $f_{yd}$  resistencia de cálculo del hormigón y del acero:

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad ; \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Excentricidad de primer orden:

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} \quad e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d}$$

Excentricidad accidental:  $e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2cm$

Excentricidad de segundo orden:

$$e_{fic} = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + 0.0035) * \frac{h + 20e_o}{h + 10e_o} * \frac{l_o^2}{50 * i}$$

Excentricidad final:  $e_{(x,y) \max} = e_{o(x,y)} + e_a + e_{fic}$

Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón:  $U_c = f_{cd} * A_c$

Determinación de los valores reducidos:

$$v = \frac{N_d}{U_c}; \quad \mu_x = \frac{N_d * e_{Tx}}{U_c * h}; \quad \mu_y = \frac{N_d * e_{Ty}}{U_c * b}$$

El mayor de los momentos será  $\mu_1$ , y el menor  $\mu_2$ , para entrar a los ábacos para determinar la cuantía mecánica  $w$ .

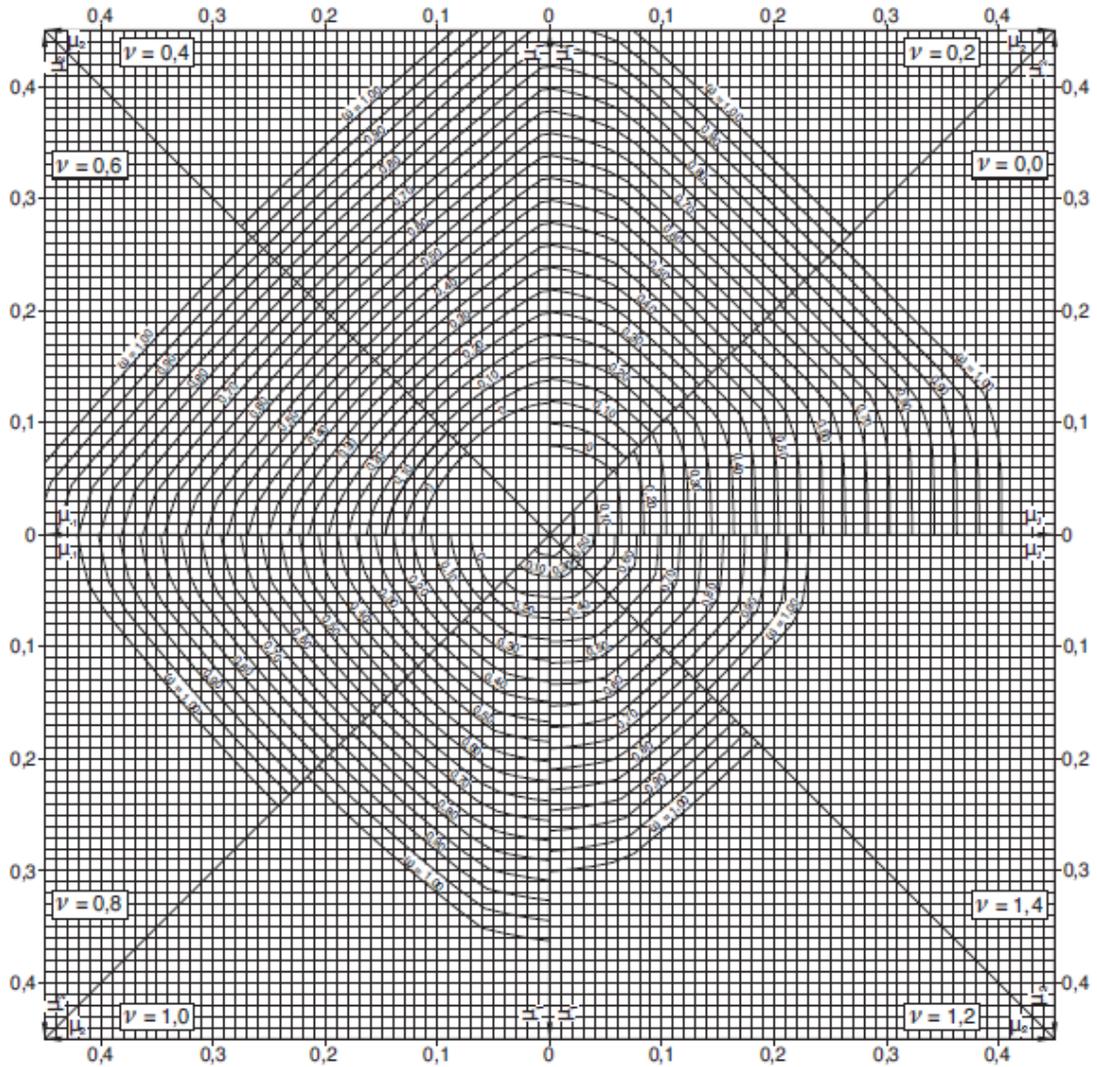
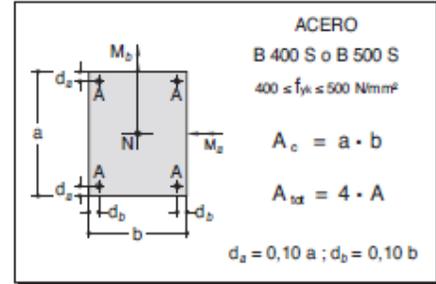
FIGURA 14 Ábaco en roseta para flexión esviada.

ÁBACO EN ROSETA PARA FLEXIÓN ESVIADA

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

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

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



Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya.15ª edición.

Determinación de la armadura mínima ( $A_{s\min}$ ):

$$A_{s\min} = 0.005 * b * h$$

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

Cálculo de la armadura transversal de la columna.

El diámetro del estribo será:

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

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

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.85 * d \\ 30cm \\ \rightarrow 12 * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal mas delgada}} \end{array} \right.$$

## 2.6.6.4. Fundaciones

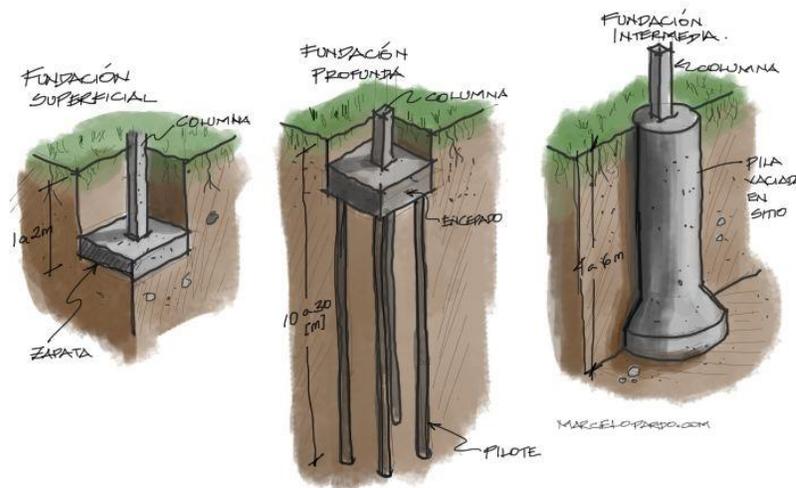
### 2.6.6.4.1. Tipos de fundaciones

Clasificación por profundidad

Las fundaciones tienen su clasificación más práctica a partir de la profundidad a la cual son construidas. En este sentido podemos clasificarlas en:

- Fundaciones Superficiales
- Fundaciones Profundas
- Fundaciones intermedias

**FIGURA 15 Tipos de fundaciones**



**FUENTE:** Marcelo Pardo Ingeniería

El rango de profundidad de estas fundaciones suele estar entre 1 y 3m para fundaciones superficiales, entre 4 y 6m para fundaciones intermedias y entre 8 hacia adelante para fundaciones profundas. Obviamente no existe un límite marcado entre estas categorías. La clasificación definitiva está dada más que nada por el método constructivo junto con la profundidad de cada uno de estos elementos.

A continuación, se explicarán las particularidades de cada tipo de fundación

#### 2.6.6.4.1.1. Fundaciones superficiales

Cuando el estudio de suelos muestra varios de los siguientes puntos, podemos considerar construir con fundaciones superficiales:

- Buena capacidad portante ADMISIBLE del suelo una vez aplicados los factores de seguridad, con valores desde los 100 KN/m<sup>2</sup> hacia arriba
- Cargas bajas a moderadas por columna
- Suelos granulares o arcillas no expansivas
- Estructuras con baja o nula carga lateral

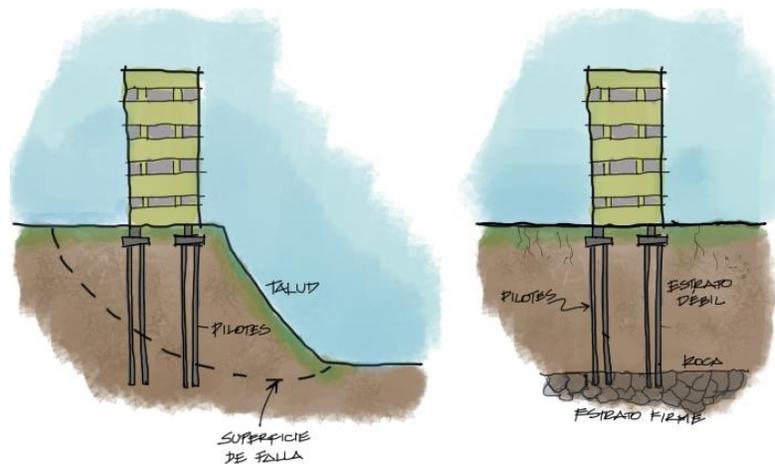
#### 2.6.6.4.1.2. Fundaciones profundas

Por el contrario, cuando no existan las circunstancias mencionadas, se deberán considerar fundaciones profundas o semiprofundas.

Por ejemplo, algunas situaciones adicionales en las cuales se deba considerar la construcción de pilotes se da cuando:

- La edificación se fundará encima un talud inestable
- El suelo es muy compresible o susceptible a consolidaciones considerables
- Las cargas son muy altas y se necesita llegar a estratos de roca

**FIGURA 16 Fundaciones superficiales, profundas.**



FUENTE: Marcelo Pardo Ingeniería

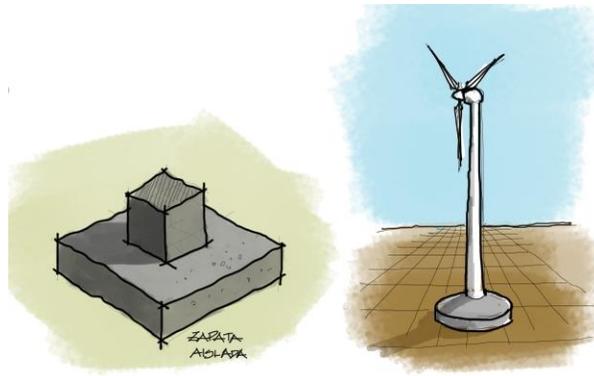
### **2.6.6.4.1.3. Fundaciones superficiales**

A la vez, dentro de esta clasificación se pueden considerar diferentes tipos de fundaciones según su necesidad.

#### **2.6.6.4.1.3.1. Zapatas aisladas**

Es el tipo más común de fundación superficial. Se utiliza en la mayoría de las construcciones a porticadas donde las cargas provienen exclusivamente de columnas y necesitan transmitirse hacia el suelo.

**FIGURA 17 Zapatas aisladas**



**FUENTE:** Marcelo Pardo Ingeniería

Las formas cuadradas suelen ser las más comunes por su facilidad constructiva. Sin embargo, en algunos casos se adoptan bases circulares cuando el elemento estructural a soportar tiene sección circular. Este es el caso de tanques de agua con pilares circulares, faros, turbinas eólicas u otros similares.

#### **2.6.6.4.1.3.2. Zapatas corridas**

Se utilizan exclusivamente para soportar muros de contención o muros portantes.

Es muy común que dé inicio se confunda a este tipo de zapatas con las vigas de fundación, que se verán más adelante. La diferencia entre ambas radica en que las zapatas corridas sostienen siempre cargas distribuidas uniformemente en profundidad. En cambio, las vigas de fundación soportan particularmente cargas puntuales.

#### **2.6.6.4.1.3.3. Zapata combinada**

Como su nombre lo indica, consiste en la combinación de dos (o más) zapatas formando una sola. Esta situación es común en casos donde existe un solapamiento entre áreas de zapata o las zapatas están muy cerca una de otra. Entonces, una zapata combinada conformada por dos zapatas unidas trabaja redistribuyendo el esfuerzo en general de mejor manera que dos zapatas aisladas.

#### **2.6.6.4.1.3.4. Vigas de cimentación**

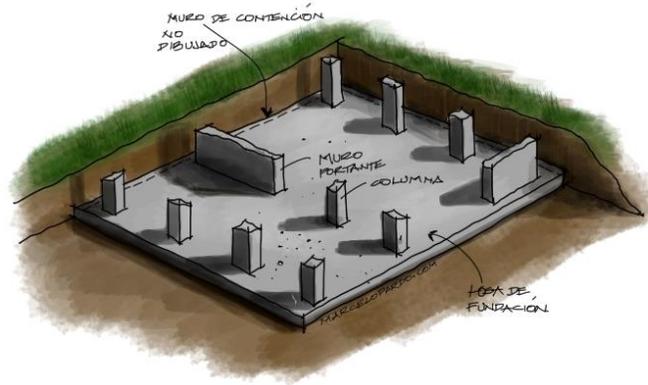
Las vigas de cimentación son un caso muy similar al de zapatas combinadas. Sin embargo, este tipo de fundación tiene dos diferencias concretas:

- 1) La primera diferencia radica en que las vigas de fundación trabajan en general con toda una fila de cargas puntuales en línea. En cambio, una zapata combinada suele combinar en general solo dos cargas.
- 2) La segunda diferencia radica en el tipo de análisis llevado a cabo en este tipo de fundación. Cuando se decide solucionar la distribución de esfuerzos hacia el suelo mediante una viga de fundación, por lo general hoy en día el análisis se realiza a partir de la interacción suelo – estructura. Por tanto, se concibe a la viga como un elemento deformable apoyado sobre un lecho elástico.

#### **2.6.6.4.1.3.5. Losa de fundación**

En muchos lugares también se la llama Losa Radier, platea de fundación o losa de cimentación. Consiste en una losa sobre la cual se apoya toda la estructura, distribuyendo de manera más o menos uniforme, los esfuerzos hacia el suelo.

**FIGURA 18 Losa de fundación**



**FUENTE:** Marcelo Pardo Ingeniería

El principio de cálculo de las losas de cimentación o de fundación es exactamente igual al principio de cálculo de las vigas de fundación, pero en un concepto tridimensional. O sea, la losa se apoya sobre un lecho elástico conformado por resortes de elasticidad igual al coeficiente de carga o coeficiente de balasto del suelo.

El análisis de este tipo de losas por mucho tiempo se realizó bajo reglas empíricas llegando siempre a un armado de la estructura de losa bajo un concepto de distribución de esfuerzos constante en el suelo y losa de fundación rígida.

Sin embargo, con la ayuda de los computadores y software de cálculo, se puede ahora tener un mejor conocimiento de los esfuerzos en el suelo y estructura en base a la interacción suelo – estructura y a la deformación de ambos materiales.

#### **2.6.6.4.2. Zapatas aisladas.**

Para el diseño de las zapatas se obtendrá lo efectos máximos, las armaduras se distribuirán uniformemente en las dos direcciones paralelas a los lados de la base. Se seguirá los siguientes pasos para su cálculo y diseño:

- Dimensionamiento.
- Clasificación de la zapata.
- Cálculo del peso propio de la zapata.
- Cálculo de los esfuerzos en aristas de la zapata como se muestra a continuación:
  - Verificación al vuelco.

- Verificación al deslizamiento.
- Determinación de la armadura a flexión.
- Verificación a la Adherencia.

### Dimensionamiento:

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

Momento en el eje x ( $M_x$ ), Momento en el eje y ( $M_y$ ), Cortante en el eje x ( $V_x$ ), Cortante en el eje y ( $V_y$ ), Carga vertical que llega a la zapata (N).

Para calcular el peso propio de la zapata, asumimos un valor igual al 5% del total de la carga N.

$$P \cdot P_{zapata} = 0.05 \cdot N$$

Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, encontramos el área mínima que deberá tener la misma.

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

Escogemos un área mayor a la necesaria, y determinamos las dimensiones tentativas de a y b, estos deben ser valores en múltiplos de 5 por fines constructivos.

Para comprobar si las dimensiones cumplen, verificamos el punto más crítico.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A} \pm \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

Para que la zapata no trabaje a tracción, se recomienda que el  $\sigma_{min} \geq 0$

Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con la siguiente fórmula.

$$d \geq \begin{cases} d_1 = \sqrt{\frac{a_o \cdot b_o}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} \\ d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_o)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_o)}{4 + k} \end{cases}$$

Dónde:

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

$$\gamma_f = 1.6 \quad f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

El  $\sigma_{real}$  puede ser el  $\sigma_{m\acute{a}x}$  ó el  $\sigma_{adm}$ .

Asumimos recubrimiento de la zapata de 0.05 m.

Por lo tanto, la altura de la zapata será igual a  $d + 0.05$  m.

La altura mínima que deberá tener una zapata es de 0.20 m.

### Clasificación de zapatas:

$$V = \frac{(a - a_0)}{2}$$

Donde:

**a** = Lado de la base mayor de la zapata

**a<sub>0</sub>** = Lado de la columna.

**h** = Canto total de la zapata

Para saber si es una zapata rígida o flexible se determina si:

$V \leq 2 \cdot h$  se trata de una zapata rígida

$V \geq 2 \cdot h$  se trata de una zapata flexible

Cálculo del peso propio de la zapata:  $Vol = a * b * h$

Calculando el peso propio con su peso específico

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25KN/m^3 \quad PP = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * Vol$$

Entonces el nuevo peso total será:

$$N'' = N + PP$$

### Verificación en tensiones admisibles:

$$M'x = Mx - Vx * h$$

$$M'y = My - Vy * h$$

### Cálculo de los esfuerzos en aristas de la zapata como se muestra a continuación:

$$\sigma_1 = \frac{N''}{a * b} - \frac{6 * M'_x}{a * b^2} - \frac{6 * M'_y}{a^2 * b}$$

$$\sigma_2 = \frac{N''}{a * b} - \frac{6 * M'_x}{a * b^2} + \frac{6 * M'_y}{a^2 * b}$$

$$\sigma_3 = \frac{N''}{a * b} + \frac{6 * M'_x}{a * b^2} - \frac{6 * M'_y}{a^2 * b}$$

$$\sigma_4 = \frac{N''}{a * b} + \frac{6 * M'_x}{a * b^2} + \frac{6 * M'_y}{a^2 * b}$$

### Verificación al vuelco:

En el eje x  $\gamma_{Va} = \frac{(N+P.P)*a}{2*M_y} > 1.5$

En el eje y  $\gamma_{Vb} = \frac{(N+P.P)*b}{2*M_x} > 1.5$

### Verificación al deslizamiento:

Para suelos cohesivos:

c= Coeficiente de cohesión=0.60 kg/cm<sup>2</sup>= 0.06MPa

Cd= Valor de cálculo de la cohesión =0.5\*c

$\gamma_2$  =Coeficiente de seguridad

Lado x:  $\frac{A*C_d}{V_x} \geq \gamma_2 = 1.5$

Lado y:  $\frac{A*C_d}{V_y} \geq \gamma_2 = 1.5$

### Determinación de la armadura a flexión:

Dirección X  $l_a = \frac{b-b_0}{2} + 0.15 * b_0$

Dirección Y  $l_a = \frac{a-a_0}{2} + 0.15 * a_0$

**Esfuerzos de Diseño:** Se determinan los esfuerzos de diseño; cortante y momento en cada dirección de la zapata, a una distancia del 15% de la dimensión de la columna, tomando en cuenta el diagrama con mayores solicitaciones.

- **Esfuerzos en X**

$$X = \frac{a - a_0}{2} + 0,15 * a_0$$

$$\sigma_x = \sigma_{\min} + \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{a} * (a - X)$$

Momento:  $M_x = \sigma_x * \frac{X^2}{2} + (\sigma_{\max} - \sigma_x) * \frac{X^2}{3}$

Cortante:  $V_x = \frac{(\sigma_{\max} + \sigma_x)}{2} * X$

$$V_{dx} = 1.6 * V_x * b_w$$

- **Esfuerzos en Y**

$$Y = \frac{b - b_0}{2} + 0,15 * b_0$$

$$\sigma_y = \sigma_{\min} + \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{b} * (b - Y)$$

Momento:  $M_y = \sigma_y * \frac{Y^2}{2} + (\sigma_{\max} - \sigma_y) * \frac{Y^2}{3}$

$$M_{dy} = 1.6 * M_y * b_w$$

Cortante:  $V_y = \frac{(\sigma_{\max} + \sigma_y)}{2} * Y$

$$V_{dy} = 1.6 * V_y * b_w$$

**Diseño a Flexión en X**

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

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

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

Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) de la tabla universal para flexión simple o compuesta.

### Determinación de la armadura: (As)

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

### Determinación de la armadura mínima: (As)wmin=0,0015

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

$$A_s < A_{s \min}$$

### Determinación separación de las barras dentro de la pieza

$$s = \frac{b_w - (N^{\circ} \text{ de barras} \Phi_{16}) * \phi_{long} - 2 * r_g}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

### Verificación a la Adherencia:

- En Dirección X

$$\tau_x = \frac{V_d}{0,9 * d * n * \pi * \theta} \leq \tau_{bd} = k * \sqrt[3]{f_c d^2}$$

$$\text{Donde: } \tau_{bd} > \tau_x$$

- En dirección Y

$$\tau_y = \frac{V_d}{0,9 * d * n * \pi * \theta} \leq \tau_{bd} = k * \sqrt[3]{f_c d^2}$$

$$\text{Donde: } \tau_{bd} > \tau_y$$

### 2.6.6.5. Estructuras complementarias (escaleras)

#### 2.6.6.5.1. Definición

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

#### 2.6.6.5.2. Proceso de cálculo

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

Si los apoyos son vigas o zapatas el momento de diseño será:  $M_{U \text{ Diseño}} = \alpha * M_{\max}$

Dónde:  $\alpha = 0,8-1,0$

➤ **Cálculo del espesor de la losa de la escalera**

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{L_n}{20} \quad \cos \theta = \frac{p}{\sqrt{p^2 + cp^2}} \quad h_o = \frac{t}{\cos \theta}$$

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

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

L<sub>n</sub> = Longitud horizontal de la escalera

h = Proyección vertical de t

h<sub>m</sub> = Altura media

➤ **Cálculo de la carga última**

Donde:

q<sub>u</sub> = Carga última que actúa sobre la escalera

$$q_u = P_p + A_{cab} + S_c$$

P<sub>p</sub> = Peso propio

A<sub>cab</sub> = Acabados

S<sub>c</sub> = Sobrecarga de uso

Una vez que se obtiene la carga última que actuará sobre la escalera se calculará como una viga sometida a flexión<sup>1</sup>.

➤ **Cálculo del canto útil**

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

r = Recubrimiento

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

Φ = Diámetro del hierro

➤ **Cálculo de la armadura positiva**

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

Donde:

A<sub>s</sub> = Área de armadura positiva

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

f<sub>y</sub> = Límite de fluencia del acero (kg/cm<sup>2</sup>)

---

<sup>1</sup>CALAVEIRA RUIZ, José.; Estructuras de *Hormigón Armado*. (2ª.ed.). Cap. 62 *Escaleras*. En 62.1.- Introducción y cálculo. P 673-678.

➤ **Disposición de la armadura**

$$A_s = \frac{N^{\circ} \text{ barras} * \pi * \phi^2}{4} \quad S = \frac{b - 2 * r - \phi}{N^{\circ} \text{ barras} - 1} \quad \rho = \frac{A_s}{b * d}$$
$$\rho_{\min} \quad 0,0018 < \rho < \rho_{\max} \quad 0,0133$$

Donde:

S = Espaciamiento entre barras

➤ **Refuerzo de momento negativo**

$$(-)A_s = \frac{(+)A_s}{2} \quad A_{s \min} = 0,0018 * b * d \quad A_{s \min} < (-)A_s$$

➤ **Refuerzo transversal por temperatura**

$$A_{st} = 0,0018 * b * t \quad S = \frac{A_{\phi}}{A_{st}}$$

Donde:

$A_{st}$  = Área de armadura transversal

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

## 2.7. Estrategia para la ejecución del proyecto

### 2.7.1. Especificaciones técnicas

Estas definen la calidad de obra, en el pliego de especificaciones deberá detallarse las características de los materiales a emplearse, los ensayos a los que deben someterse, el proceso de ejecución previsto; las normas para la elaboración de las distintas partes de obra, así como las precauciones que deban adoptarse durante la construcción.

Las especificaciones técnicas deben contener los siguientes puntos:

- Definición.
- Materiales, herramientas y equipo.
- Forma de ejecución.
- Medición.
- Forma de pago.

### **2.7.2. Precios Unitarios**

Los precios unitarios son necesarios para poder estimar el presupuesto de una obra, están conformados por la adición de los siguientes rubros:

- a) Costo de materiales.
- b) Costo de mano de obra.
- c) Desgaste de herramientas y/o reposición de equipos.
- d) Gastos generales.
- e) Utilidad.

Donde la suma de a) y b) forman el costo directo, la suma de c) y d) representan el costo indirecto, la suma de ambas costo directo e indirecto integran el costo o precio neto al que adicionado la utilidad totaliza el precio total del ítem.

### **2.7.3. Cómputos métricos**

En los cómputos métricos se anota la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, especificando las características correspondientes como ser: unidades, número de veces, largo, ancho y alto para poder efectuar una correcta valoración.

La planilla de cómputo métrico podrá tener la siguiente forma:

### **2.7.4. Presupuesto**

Es el valor total estimativo del costo que tendrá una construcción al ser terminada, la exactitud de este dependerá del desglose de los elementos que constituyen la construcción, de los cuales algunos son de fácil estimación mientras que otros están sujetos al criterio del calculista.

### **2.7.5. Planeamiento y cronograma**

En la planeación de un proyecto se determina el curso de acción que debe seguirse para garantizar que se cumplan las etapas de dicho proyecto, de tal manera que se satisfaga los objetivos de calidad, costo, tiempo y rendimiento técnico.

La planificación al igual que la programación de una obra se realiza antes de comenzar el proyecto y son herramientas importantes para poder controlar el avance correcto del mismo.

El cronograma de una obra civil es un gráfico en el que se establecen las actividades a realizar estableciendo sus fechas de inicio y final, así como también holguras de las actividades.

#### **2.7.5.1. Diagrama de GANTT o Diagrama de Barras**

Es una representación gráfica de la información relacionada con la programación el cual muestra las actividades en forma de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra.

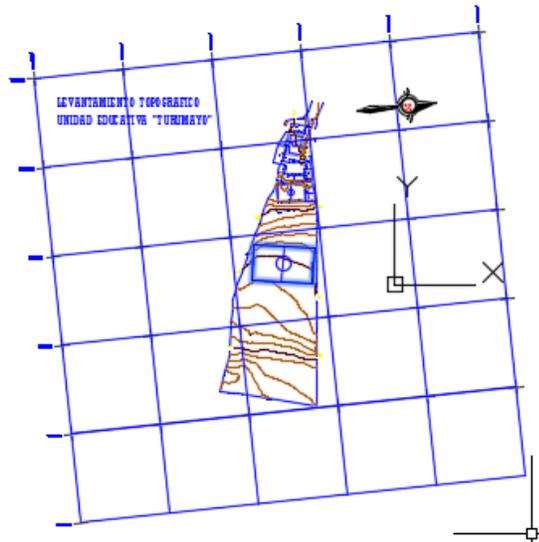
## CAPÍTULO III

### 3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

#### 3.1. Análisis del levantamiento topográfico

La información del levantamiento topográfico fue brindada por el Gobierno Autónomo Municipal de Tarija, el área total del terreno donde se emplazará la nueva edificación es de 20166.76 m<sup>2</sup> y la nueva construcción tendrá una superficie total construida de 2722.94 m<sup>2</sup>, en el espacio donde se emplazará la infraestructura, el terreno no presenta un desnivel ya que se encuentra una cancha de futbol en el lugar. (*Ver Anexo A-10*).

**FIGURA 19** Topografía del terreno.



**Fuente:** Elaboración propia.

#### 1. Análisis y resultados del estudio de suelos

El estudio de suelos fue realizado por el Gobierno Autónomo Municipal de Tarija. En la determinación de la capacidad portante del suelo se realizaron ensayos en tres pozos de exploración con equipo para ensayos normales de penetración (SPT), previa inspección visual y elección adecuada de la ubicación de los pozos. La profundidad máxima alcanzada en las perforaciones fue de 2,20 m (*véase Anexo A-3*).

**TABLA 11 Descripción del estudio de suelos**

Sondeo	Prof. (m)	Tipo de suelo	$\sigma_{ADM}$ ( kg/cm <sup>2</sup> )
<b>Pozo 1</b>	2.20	Arcilla limo-arenosa A-4(8)	2.10
<b>Pozo 2</b>	1.80	Arcilla limo-arenosa A-4(8)	1.85
<b>Pozo 3</b>	2.10	Arcilla limo-arenosa A-4(8)	1.95

**Fuente:** Elaboración propia

La resistencia admisible que se adoptó fue la menor que se presenta de los tres pozos que es de 1.85 kg/cm<sup>2</sup> a 1.80 m de profundidad, pero por cuestiones de seguridad, tomando en cuenta que el estudio de suelos podría haber sido insuficiente y exista la posibilidad de una variación en la resistencia del terreno, se utilizó un factor de seguridad del 15%, obteniendo así una carga admisible última del suelo de 1,55 kg/cm<sup>2</sup>.

En el **Anexo A-3** se presentan los resultados detallados de la carga admisible a las diferentes profundidades de los pozos a analizar. Juntamente con la verificación del cálculo de la capacidad portante del suelo por medio de métodos teóricos (**Terzaghi**) y (**Meyerhof**).

## **2. Análisis del diseño arquitectónico**

El diseño arquitectónico fue elaborado por la Secretaría de Obras Públicas del Gobierno Autónomo Municipal de Tarija. [**Ver Anexo A - 10**]

A continuación, se presenta la arquitectura de la unidad educativa, la cual consta con los siguientes ambientes:

Bloque Secundaria:

- ✓ Planta baja: Baño mujeres, baño hombres, aula 1, aula 2, aula 3, laboratorio de Biología, laboratorio de Física – Química, deposito, aula 4.
- ✓ Planta alta: Aula 5, aula 6, aula 7, aula 8, sala de computación, taller técnico tecnológica, baño de hombres y baño de mujeres.

Bloque Administración:

- ✓ Planta baja: Secretaría, dirección, baños, cocina, sala de reuniones y archivos.
- ✓ Planta alta: Secretaría, dirección, baños, cocina, sala de reuniones y archivos.

Bloque Talleres:

- ✓ Planta baja: Taller 1, taller 2, taller 3.
- ✓ Planta alta: Salón multiuso.

Bloque Primaria:

- ✓ Planta baja: Aula 1, aula 2, aula 3, depósito de bienes y muebles, baño de hombres y baño de mujeres.
- ✓ Planta alta: Aula 4, aula 5, aula 6, aula 7, aula 8, baño de hombres y baño de mujeres.

### **3. Planteamiento estructural**

Se analizará la estructura porticada de hormigón armado que contiene: columnas, vigas de arriostre, vigas, losas alivianadas con viguetas pretensadas y complemento de plasto formo, zapatas aisladas, escaleras, cubierta de calamina tipo teja con cerchas metálicas.

Se analizará todos los elementos estructurales mencionados anteriormente, se comenzará haciendo un pre dimensionamiento de las secciones en base a un análisis según recomendaciones de las normas, experiencia de otros proyectos y criterios constructivos, se realizará el cálculo en el programa CYPECAD.

La estructura contará con junta de dilatación térmica dado que la normativa CBH-87 indica lo siguiente:

“En el caso de edificios corrientes, la separación entre juntas de dilatación, función de las condiciones climatológicas del lugar en que estén ubicados, no será superior a:

En regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a 10°C), 25 m.

En regiones húmedas y de temperatura poco variable (variación no mayor de 10°C), 50m.”

En el lugar de emplazamiento del proyecto la ciudad de Tarija corresponde a la primera condición región secas o con gran variación de temperatura y la dimensión del edificio es mayor a los 25 metros que exige la normativa.

Todos los elementos serán diseñados siguiendo estrictamente el Código Boliviano del Hormigón Armado (CBH-87) y el manual LRFD para el diseño de la cubierta, debido a que se trata de una estructura metálica.

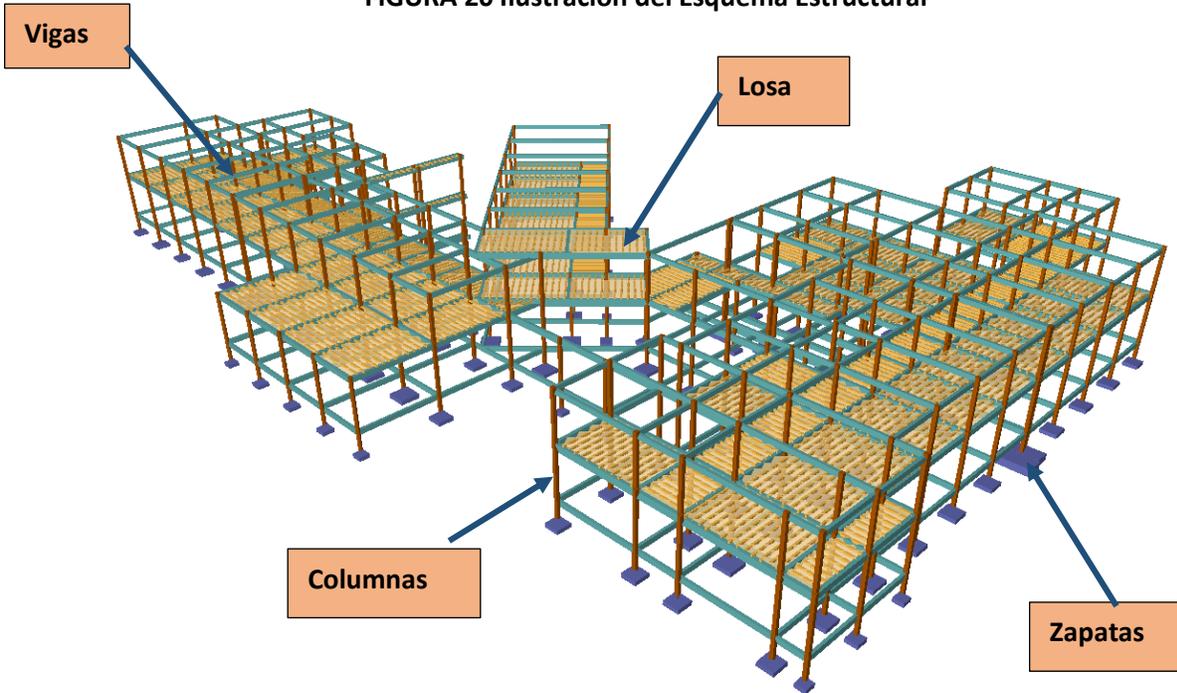
Justificando cada elección, y buscando siempre la mejor opción técnica y económica para el resultado final.

La descripción del modelo estructural obedece a la siguiente clasificación:

#### **3.4.1. Estructura de Sustentación**

- ✓ **Fundaciones:** Compuesta por zapatas aisladas, nivel de fundación a 1,8m.
- ✓ **Columnas:** Compuesta por secciones rectangulares.
- ✓ **Vigas y sobre cimientos:** Compuestas de secciones rectangulares.
- ✓ **Entrepisos:** Constituidos por losas alivianadas con viguetas pretensadas.
- ✓ **cubierta:** Constituida por cerchas con perfiles de sección en C.

FIGURA 20 Ilustración del Esquema Estructural



Fuente: Elaboración propia.

### 3.5. Datos generales del Proyecto

#### 3.5.1. Normativa de diseño

Para el diseño de los elementos estructurales se empleó el método de los estados límites últimos empleando el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87, el cual tiene igual filosofía de diseño que el método L.R.F.D (Load and Resistance Factor Design), por lo tanto, además de los materiales empleados, se deben definir coeficientes de minoración de resistencia y mayoración de cargas.

- Normativa de diseño empleada:

Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87.

- Coeficientes de minoración de resistencia de materiales en supervisión normal:

$$\gamma_c = 1.5 \text{ (Hormigón).}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (Acero).}$$

- Coeficiente de mayoración de cargas.

$$\gamma_f = 1.6$$

### 3.5.2. Materiales empleados

Para el diseño de los elementos estructurales, se emplearon los materiales típicos que conforman el hormigón armado, presentando éstos las siguientes características.

- Materiales empleados en el hormigón armado.

$f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2$  (Resistencia característica del hormigón en compresión).

$f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$  (Resistencia característica del acero en tracción).

- Nivel de control en la ejecución.

El nivel de control en la ejecución de los diferentes elementos de hormigón armado para el proyecto es el control normal.

- Capacidad portante del suelo.

La tensión admisible del suelo para el diseño del proyecto es  $\delta_{adm} = 1.55 \text{ Kg/cm}^2$ .

### 3.5.3. Análisis de acciones sobre la estructura

Las cargas y acciones que afectan a este proyecto fueron analizadas y calculadas según la normativa **DBSE-AE**, (Decreto Básico de Seguridad Estructural - Acciones sobre Estructuras), que es la norma de acciones sobre edificios de España, y también se tomó en cuenta el reglamento boliviano de hormigón **CBH-87**, para la determinación de los pesos de los elementos de hormigón armado.

#### 3.5.3.1. Estados de carga

Para poder realizar las hipótesis de cargas para el dimensionamiento, las cargas deben cuantificarse por separado la carga permanente y la carga viva, donde se describe en detalle a continuación.

#### 3.5.3.2. Análisis de cargas permanentes

Las cargas muertas son todas aquellas que tienen acción permanente sobre la estructura, son originadas por el peso propio de los elementos estructurales, y de todos los componentes de la edificación que generen cargas estáticas permanentes, como ser las tabiquerías de ladrillo 6 huecos, el piso cerámico, barandillas, ventanas, etc.

### 3.5.3.2.1. Peso propio de los elementos

**Sobre piso y acabados.** - Para precisar esta carga se tomará en cuenta el peso del piso y el peso del cielo raso.

El peso del piso se fijará con la siguiente expresión.

$$P_{piso} = \gamma_{piso} * e$$

Donde:

$P_{piso}$  = peso del piso en (Kg /m<sup>2</sup>)

$\gamma_{piso}$  = 1800Kg/m<sup>3</sup> (Peso específico del material a utilizar para el piso, cerámica nacional)

$e$  = 1cm (Espesor a considerar para el diseño)

$$P_{piso} = 1800 \text{ Kg/m}^3 * 0.01 \text{ m} = \mathbf{18 \text{ kg/m}^2}$$

El peso del cielo raso se determina con la siguiente expresión

$$P_{cr} = \gamma_{yeso} * e$$

Donde:

$P_{cr}$  = Peso del cielo raso (Kg/m<sup>2</sup>)

$\gamma_{yeso}$  = 1250 kg/m<sup>3</sup> (Peso específico del material a utilizar, se consideró un peso específico)

$e$  = 2cm (Espesor a considerar para el diseño)

$$P_{cr} = 1250 \text{ Kg/m}^3 * 0.02 \text{ m} = \mathbf{25 \text{ Kg/m}^2}$$

**Carpeta de Nivelación.** - El mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como = 2100 kg/m<sup>3</sup>.

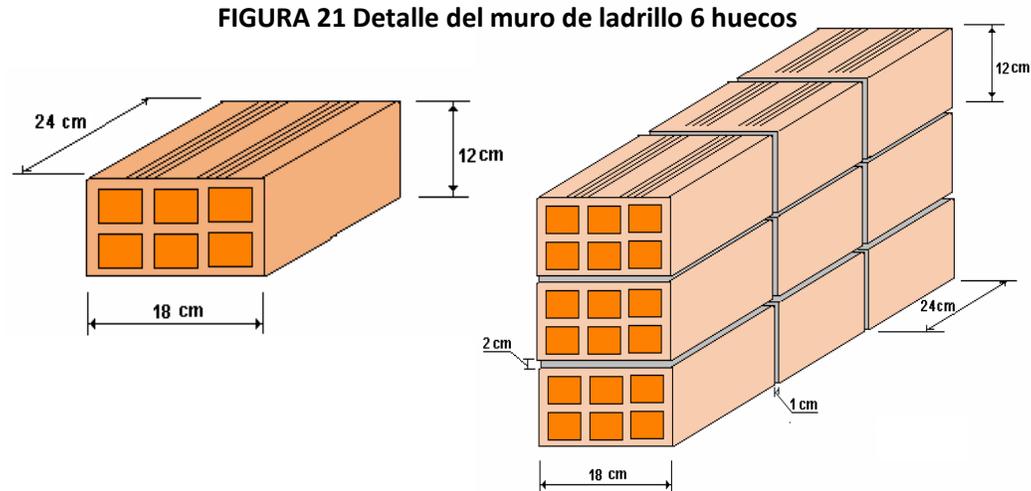
Peso de la carpeta de nivelación: 2100 kg/m<sup>3</sup>\*0.02 m = **42 kg/m<sup>2</sup>**

Por lo tanto, la carga de sobre piso y acabado por metro cuadrado que actúa sobre los ambientes será:

$$Q_{sa} = P_{piso} + P_{cr} + P_{cn} = 18 \text{ kg/m}^2 + 25 \text{ kg/m}^2 + 42 \text{ kg/m}^2 = 85 \text{ kg/m}^2$$

Se empleará la carga de acabado (CM)= 0.085 Tn / m<sup>2</sup> (CYPE)

Carga de muro de ladrillo 6 huecos e=18 cm (Exterior)



FUENTE: Elaboración propia

- Junta Vertical = 1 cm.
- Junta Horizontal = 2 cm.

$$\text{Número de ladrillos en 1 m horizontal} = \frac{100\text{cm}}{25\text{cm}} = 4 \frac{Pza}{m}$$

$$\text{Cantidad de ladrillos en 1 m Vertical} = \frac{100\text{cm}}{14\text{cm}} = 7.14 \frac{Pza}{m}$$

$$\text{Conjunto de ladrillos en 1 m}^2 \text{ de muro} = 4 * 7.14 = 28.56 \frac{Pza}{m^2}$$

$$\text{Volumen de ladrillo en 1 m}^2 \text{ de muro} = 18 * 12 * 24 * 28.56 = 148055.04 \text{ cm}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Vol. de mortero en m}^2 = 100 * 100 * 18 - 148055,04 = 31944.96 \text{ cm}^3/\text{m}^2 = 0,0319 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

- Enfoscado o revoque de cemento 21 kg/m<sup>2</sup>

- Revoque de yeso 12 kg/m<sup>2</sup>

Se sabe por la información del fabricante que 1 ladrillo pesa = 3.6 kg (unidad), el mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como = 2100 kg/m<sup>3</sup>, por lo que el peso de muro por m<sup>2</sup> es:

$$28.56 \frac{Pza}{m^2} 3.6 \frac{Kg}{Pza} + 21 \frac{kg}{m^2 cm} 1cm + 12.0 \frac{kg}{m^2 cm} 1cm + 2100 \frac{kg}{m^3} 0,0319 \frac{m^3}{m^2} = 202.81 \frac{kg}{m^2}$$

La altura del muro que se tiene es de h = 3.1 m, para lo cual el

$$\text{Peso}_{\text{muro exterior}} = 3.1 * 202.81 = 628.71 \text{Kg/m}$$

**Peso muro exterior = 0,63 Tn/m (CYPE)**

**Peso de muro de ladrillo 6 huecos e=12 cm (interior)**

- Junta Vertical = 1 cm.
- Junta Horizontal = 2 cm.

$$\text{Número de ladrillos en 1 m Horizontal} = \frac{100cm}{25cm} = 4 \frac{Pza}{ml}$$

$$\text{Cifra de ladrillos en 1 m Vertical} = \frac{100cm}{20cm} = 5 \frac{Pza}{ml}$$

$$\text{Cantidad de ladrillos en 1 m}^2 \text{ de muro} = 4 * 5 = 20 \frac{Pza}{m^2}$$

$$\text{Volumen de ladrillo en 1 m}^2 \text{ de muro} = 18 * 12 * 24 * 20 = 103680 \text{ cm}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Vol. de mortero en 1m}^2 \text{ de muro} = 100 * 100 * 12 - 103680 = 16320 \text{ cm}^3/\text{m}^2 = 0.0163 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Peso de revestimiento por cm de espesor

- Enfoscado o revoque de cemento 21 kg/m<sup>2</sup>
- Revoque de yeso 12 kg/m<sup>2</sup>

Se sabe por laboratorio que 1 ladrillo pesa = 3.6 kg (por unidad), el mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como = 2100 kg/m<sup>3</sup>, por lo que el peso de muro por m<sup>2</sup> es:

$$20 \frac{Pza}{m^2} 3.6 \frac{Kg}{Pza} + 12 \frac{kg}{m^2 cm} 1cm + 12.0 \frac{kg}{m^2 cm} 1cm + 2100 \frac{kg}{m^3} 0,0163 \frac{m^3}{m^2} = 130.23 \frac{kg}{m^2}$$

La altura del muro es de 3.10 m para la planta baja por lo cual el peso muro por metro es:

$$Peso_{muro\ interior} = 3.10\ m * 130.23\ kg/m^2 = 403.71\ kg/m$$

**Peso<sub>muro interior</sub> = 0,404 Tn/m (CYPE)**

### Carga de vidrio

$$C_{vid.} = J_{vidrio} * e * h$$

Datos:

$\gamma_{vidrio} = 2600\ Kg/m^3$  (peso específico del vidrio plano templado)

e = 12 mm espesor del vidrio

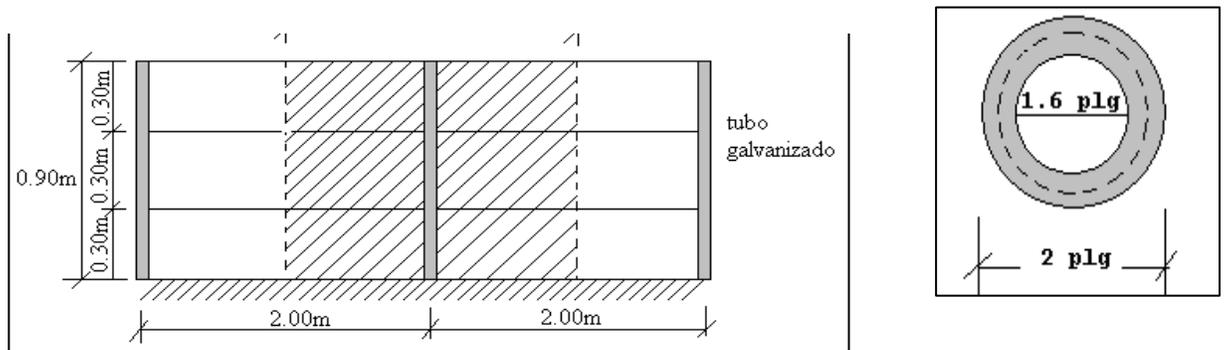
h = 3,10 m altura de la pared

$$C_{vid.} = 2600 * 0,012 * 3,10 = 95,16\ kg/m =$$

**C<sub>vid</sub> = 0,10 Tn/m (CYPE)**

### 3.5.3.2.2. Peso de Barandado

**FIGURA 22 Detalle de Barandado de tubo galvanizado**



Fuente: Elaboración Propia

Pasamanos de tubo galvanizado

Diámetro externo = 2plg ( $d_1$ )

Diámetro interno = 1.6 plg ( $d_2$ )

Espesor = 1 cm

Peso específico = 7.8 ton/m<sup>3</sup>

Altura del pasamanos = 0.9 m.

Área externa

$$\frac{\pi * d_1^2}{4} = 19.63 \text{ cm}^2$$

Área interna

$$\frac{\pi * d_2^2}{4} = 12.57 \text{ cm}^2$$

Área total= Área externa-Área interna

Área total=19.63 cm<sup>2</sup>-12.57 cm<sup>2</sup>

Área total=7.06 cm<sup>2</sup>

Carga de los tubos horizontales de la baranda ( $q_1$ )

$$q_1 = \text{Área total} * \text{Longitud de influencia} * \gamma_{\text{galvanizad}} * N^\circ \text{ de barras}$$

$$q_1 = 7.06 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 2 \text{ m} * 7800 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * 3$$

$$q_1 = 33.04 \text{ Kg.}$$

Carga de los tubos verticales de la baranda ( $q_2$ )

$$q_2 = \text{Área total} * \text{Altura de la barra} * \gamma_{\text{galvanizad}}$$

$$q_2 = 7.06 * 10^{-4} \text{ m}^2 * 0.90 \text{ m} * 7800 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$q_2 = 4.96 \text{ Kg}$$

Carga total del barandado

$$Q_b = q_1 + q_2$$

$$Q_b = 33.04 \text{ Kg} + 4.96 \text{ Kg} = 38 \text{ Kg}$$

Carga del barandado en una longitud de influencia de 2 m.

$$P_b = 38 \text{ Kg} / m$$

Como carga del barandado se tendrá:

$$CM = 0.03 \text{ Tn/m}$$

### 3.5.3.2.3. Carga viva

Las cargas vivas o sobrecargas de uso que se utilizarán en la edificación serán en primera instancia la sobrecarga **D. Oficinas y Comercios – Oficinas Públicas, tiendas que corresponde a 300 Kg/m<sup>2</sup>**, y en segunda instancia se cargará solo las zonas de escaleras y accesos que tiene el edificio, la sobrecarga **Galerías Comerciales, escaleras y accesos que corresponde a 400 Kg/m<sup>2</sup>** que se obtendrán del siguiente cuadro:

### Sobrecargas de Uso utilizadas en el Diseño

**TABLA 12** Sobrecargas de Uso utilizadas en el Diseño

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

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

### 3.5.4. Análisis, cálculo y diseño estructural

Para el análisis, cálculo y diseño estructural se empleará el paquete computarizado CYPECAD en su versión 2017. En el (*Anexo A – 5*) se encuentra toda la memoria de cálculo correspondiente, además se procederá a la verificación manual de los elementos estructurales más solicitados en base a la normativa vigente en nuestro país, CBH-87.

#### 3.5.4.1. Cálculo y diseño estructural

El cálculo estructural será realizado con el programa computarizado CYPECAD versión 2017, con base en la norma boliviana CBH-87 y todos los resultados de los estudios previos y de las acciones antes determinadas.

##### 3.5.4.1.1. Datos para el cálculo estructural

Los datos de entrada serán los siguientes: La resistencia característica del hormigón para toda la estructura será H-21 control normal, el acero será AH-500 control normal, el tamaño máximo de árido será de 15 mm, estos datos se visualizan mejor en la siguiente tabla:

**TABLA 13 Datos de entrada para el cálculo.**

<b>Dato</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidades</b>
<b>Resistencia del hormigón</b>	H-210 Control normal	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Resistencia del acero</b>	AH-5000 Control normal	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Tamaño máximo de árido</b>	15	mm
<b>Esfuerzo admisible del suelo</b>	1.55	Kg/cm <sup>2</sup>

**Fuente:** Elaboración propia

##### 3.5.4.1.2. Pre dimensionamiento de vigas y pilares

El pre dimensionamiento de los elementos estructurales de vigas y pilares será llevado a cabo siguiendo las recomendaciones empíricas que siguen a continuación:

$$h = \frac{L}{12} \Rightarrow \text{Para determinar el canto de las vigas en base a su longitud.}$$

$25\text{cm} \times 25\text{cm} \Rightarrow$  Para los pilares se empieza con la sección más pequeña.

Con estos dos procedimientos se determina las dimensiones iniciales para las piezas, las cuales irán creciendo a razón de 5 cm hasta que cumplan con todas las medidas de seguridad exigidas.

Estos procedimientos son empíricos y solo son de referencia con el fin de contar con una sección inicial, para el cálculo iterativo, hasta que se alcance establecer una sección que sea óptima para las exigencias de las cargas de servicio y para todas las acciones definidas con anterioridad a las que sea sometida la estructura.

#### **3.5.4.1.3. Disposición de las cargas de servicio**

Para cargar a la estructura con las cargas de servicio se utilizó alternancia de cargas, tal como recomienda la norma CBH-87, el procedimiento consistirá en alternar las cargas de servicio en forma de tablero de ajedrez, los espacios cargados y no cargados estarán delimitados por las vigas de los entresijos.

Este procedimiento de cargar alternamente los forjados brinda una mayor idealización de la estructura en estado de servicio, y conlleva a calcular las envolventes con una mayor realidad.

#### **3.5.4.1.4. Elementos más solicitados**

Una vez calculado todo el edificio con el programa CYPECAD 2017, se revisaron los resultados de los esfuerzos en cada una de las piezas estructurales y se compararon para designar los elementos más solicitados de toda la edificación.

Para propósitos analíticos y verificación revisar el anexo (Anexo A-5), con los cuales se puede decir que los elementos más solicitados son los que se denominan en la siguiente tabla:

**TABLA 14** Elementos más solicitados

Elemento	Ubicación
Viga	Entre las columnas C22 – C35 primera losa
Columna	C116 a nivel planta baja
Zapata	De la columna C116

Fuente: Elaboración propia

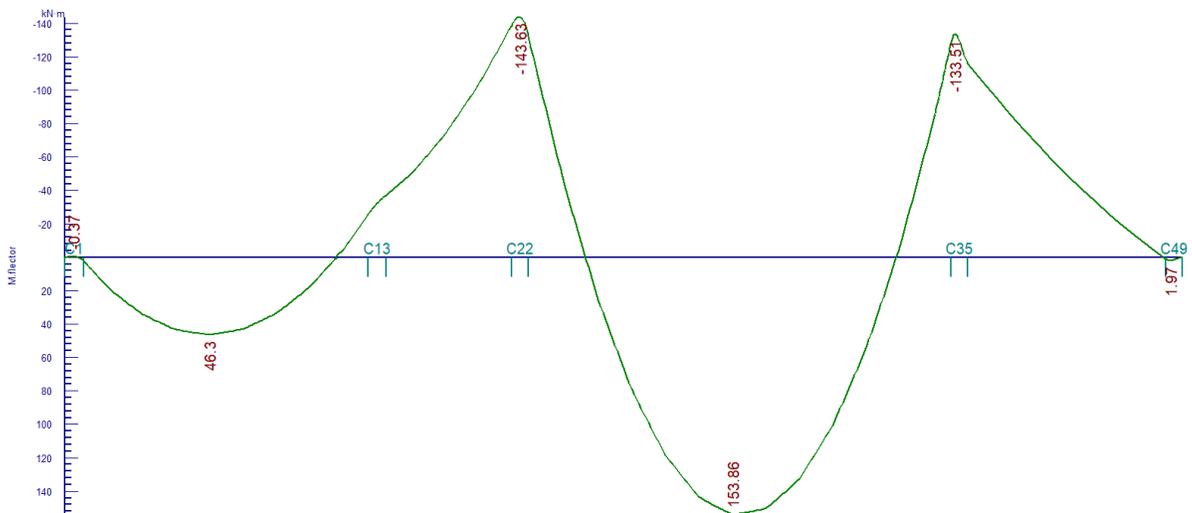
### 3.5.4.1.5. Esfuerzos de cálculo de los elementos más solicitados

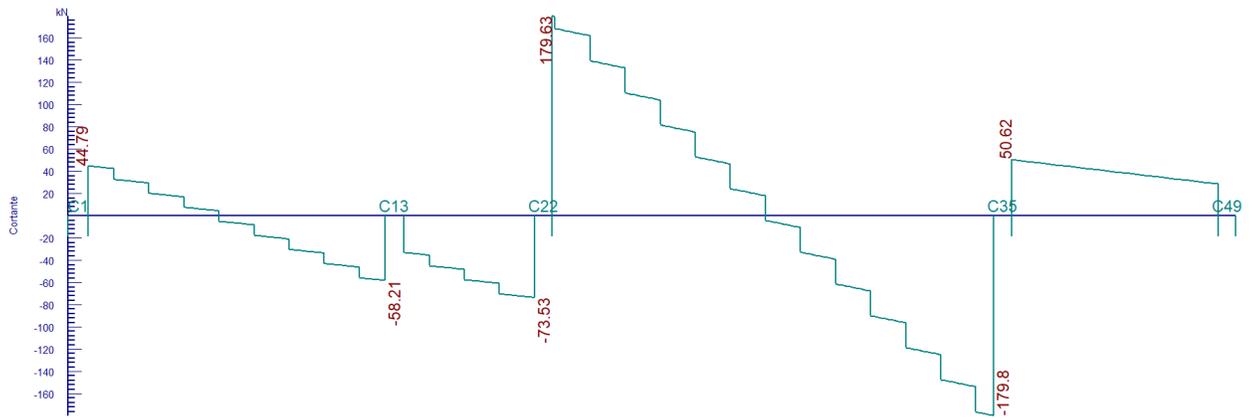
Con los resultados del cálculo se revisaron y compararon los esfuerzos de todos los elementos estructurales y se llegó a determinar los esfuerzos más grandes, de los resultados de las envolventes, con los cuales el programa realizó el diseño estructural los cuales se muestran a continuación:

#### 3.5.4.1.5.1. Viga

Los esfuerzos de cálculo en los E.L.U. vienen dados por las envolventes:

**FIGURA 23** Envolventes de M, V, T.



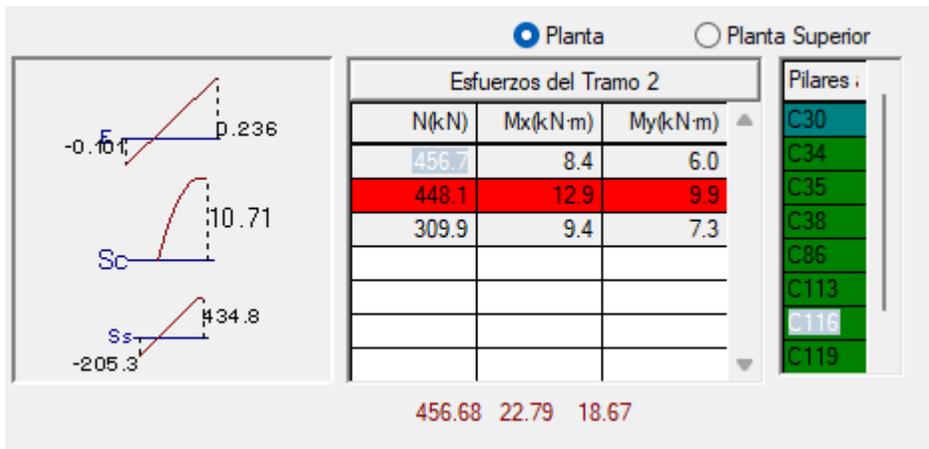


Fuente: CYPECAD 2017

### 3.5.4.1.5.2. Columna

El programa dimensiono el pilar más solicitado en E.L.U. Estados Límites Últimos son:

FIGURA 24 Esfuerzos de diseño de la columna C116



Fuente: CYPECAD 2017

### 3.5.4.1.5.3. Zapata

Para la zapata elegida sus esfuerzos de cálculo en E.L.U. Estados Límites Últimos son:

**FIGURA 25** Esfuerzos de diseño de la zapata C116



Fuente: CYPECAD 2017

### 3.5.5. Análisis de los miembros más solicitados

Ya fueron designados las piezas más solicitadas en el análisis estructural, y se presentaron las solicitaciones con las cuales fueron diseñadas por el programa, ahora se procederá a un cálculo manual con los datos de los esfuerzos y secciones definidas, con el objeto de corroborar el cálculo del programa CYPECAD.

#### 3.5.5.1. Diseño de la cubierta

##### Propiedades del acero

- Módulo de elasticidad longitudinal:  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico:  $\gamma_s = 7850 \text{ kg/m}^3$
- Límite de fluencia:  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

##### Especificaciones de calamina #28

- Ancho total = 90 cm.
- Ancho efectivo = 83.6 cm.
- Peso = 2.99 kg/ml.

## Cargas que actúan en la cubierta

Las cargas que actúan en la cubierta descargan en la cercha y esto recibe en el nudo debido el peso propio de la calamina, cercha, correas y sobrecargas de diseño, se cuenta con los siguientes datos:

### - Carga por peso propio.

- Carga debido a calamina =  $3.57 \text{ kg/m}^2$
- Carga debido al peso de la cercha, correas.

#### - Peso propio de la cercha:

- Secciones asumidas:

C 6 Pulg x 8.2 lb/pie

C 4 Pulg x 5.4 lb/pie

$$A_{\text{total}} = 24.322 \text{ cm}^2 = 0.00243 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{cercha}} = 7850 \text{ kg/m}^3 \times 0.00243 \text{ m}^2 \times 37 \text{ barras} = 705.79 \text{ kg/m}$$

#### - Peso correa:

- Sección a usar:

C 4 Pulg x 7.2 lb/pie

$$P_{\text{correa}} = 10.77 \text{ kg/m}$$

### - Cargas vivas.

- Sobrecarga de diseño:

$$\text{Sobrecarga de uso para mantenimiento } L_r = 60 \text{ kg/m}^2$$

### - Granizo.

- Carga granizo

$$G = 900 \text{ Kg/m}^3 \times 0.15\text{m} \times 0.8 = 108 \text{ Kg/m}^2$$

### - Cargas viento.

- Presión dinámica del viento  $W = V^2/16$

Velocidad del viento  $V = 15 \text{ nudos} = 103.80 \text{ km/h} = 28 \text{ m/s}$   
(SENAMI)

$$W = (28 \text{ m/s})^2/16 = 33.50 \text{ kg/m}^2$$

**TABLA 15** Coeficiente eólico de sobrecarga en una construcción cerrada.

Situación Ángulo de incidencia del viento $\alpha$	Coeficiente eólico en:					
	Superficies planas		Superficies curvas rugosas		Superficies curvas muy lisas	
	A barlovento $c_1$	A sotavento $c_2$	A barlovento $c_3$	A sotavento $c_4$	A barlovento $c_3$	A sotavento $c_4$
En remanso $90^\circ - 0^\circ$	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
En corriente $90^\circ$	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
$80^\circ$	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
$70^\circ$	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,4	-0,4
$60^\circ$	+0,8	-0,4	+0,4	-0,4	0	-0,4
$50^\circ$	+0,6	-0,4	0	-0,4	-0,4	-0,4
$40^\circ$	+0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,8	-0,4
$30^\circ$	+0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-1,2	-0,4
$20^\circ$	0	-0,4	-0,8	-0,4	-1,6	-2,0
$10^\circ$	-0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0
$0^\circ$	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-2,0	-2,0

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.

**Fuente:** Acciones de edificación, EHE-88, Pág. 17

Sobrecarga del viento  $P = C \times W$

Datos obtenidos de la tabla 11 según el ángulo de inclinación  $12,30^\circ$ .

Coeficiente eólico:

Barlovento  $C_2 = 0,154$     Sotavento  $C_2 = -0,4$

Determinación de la sobrecarga de viento dependiendo del coeficiente eólico para cada caso:

Barlovento $C_1 = -0,154$	$P = -0,154 \times 33,5 = -5,159 \text{ kg/m}^2$
Sotavento $C_2 = -0,4$	$P = -0,4 \times 33,5 = -13,4 \text{ kg/m}^2$

Descomponiendo la sobrecarga de viento.

Para Barlovento:

$$P = -5,159 \times 7,983\text{m}^2 = -41,18\text{kg}$$

$$P_y = -41,18 \cos 12,3 = -40,23\text{kg}$$

$$P_x = -41,18 \sin 12,3 = -8,77\text{kg}$$

Para Sotavento:

$$P = -13.4 \times 7.983\text{m}^2 = -106.97\text{kg}$$

$$P_y = -106.97 \cos 12.3 = -104.51\text{kg}$$

$$P_x = -106.97 \sin 12.3 = -22.79\text{kg}$$

Factores de carga.

Combinaciones usuales de carga consideradas según el LRFD:

$$U = 1.4 D.$$

$$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } G).$$

$$U = 1.2 D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } G) + (0.5L \text{ o } 0.8W).$$

$$U = 1.2 D + 1.0 W + 0.5 L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } G).$$

$$U = 1.2 D + 1.0 E + 0.5 L + 0.2 S.$$

$$U = 0.9 D + 1.0W.$$

Donde:

U: Carga Ultima.

D: Cargas muertas.

Lr: Cargas vivas en techos.

W: Viento.

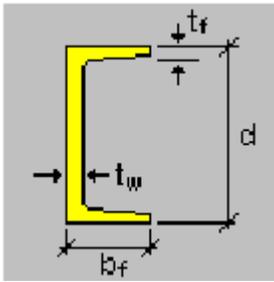
G: Granizo.

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas.

El valor más grande en cada caso de combinación se designará como la carga más crítica a la que estará sujeta la cubierta.

El diseño estructural de la cubierta está basado en la metodología del diseño por factores de carga y resistencia o LRFD, por sus siglas en inglés. Dicho diseño se elabora a través de cálculos tentativos, analizando dicha estructura en un programa computarizado RAM elements, por medio del cual, se pudo establecer las secciones de los distintos elementos que componen la cubierta.

### Propiedades de la sección para correas.



Sección: C 4 Pulg x 7.2 lb/pie

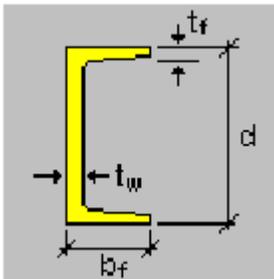
$$b_f = 4.37 \text{ cm Ancho}$$

$$d = 10.16 \text{ cm Profundidad}$$

$$t_f = 0.75 \text{ cm Espesor del ala}$$

$$t_w = 0.81 \text{ cm Espesor del alma}$$

### Propiedades de la sección para las cuerdas superiores.



Sección: C 6 Pulg x 8.2 lb/pie

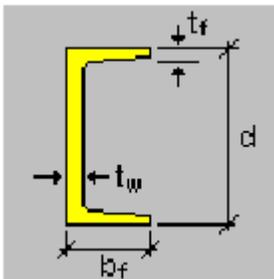
$$b_f = 4.88 \text{ cm Ancho}$$

$$d = 15.24 \text{ cm Profundidad}$$

$$t_f = 0.87 \text{ cm Espesor del ala}$$

$$t_w = 0.51 \text{ cm Espesor del alma}$$

### Propiedades de la sección para las cuerdas inferiores.



Sección: C 4 Pulg x 5.4 lb/pie

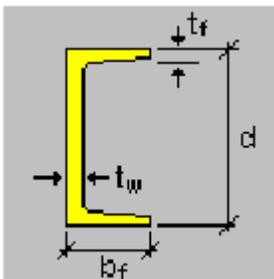
$$b_f = 4.01 \text{ cm Ancho}$$

$$d = 10.16 \text{ cm Profundidad}$$

$$t_f = 0.75 \text{ cm Espesor del ala}$$

$$t_w = 0.32 \text{ cm Espesor del alma}$$

### Propiedades de la sección para las verticales y diagonales.



Sección: C 3 Pulg x 5 lb/pie

$$b_f = 3.81 \text{ cm Ancho}$$

$$d = 7.62 \text{ cm Profundidad}$$

$$t_f = 0.69 \text{ cm Espesor del ala}$$

$$t_w = 0.65 \text{ cm Espesor del alma}$$

### 3.5.5.1.1. Diseño de correas

Carga actuante sobre el elemento:

- Carga muerta

○ Peso de la calamina

$$P_{calamina} = 3.57 \text{ kg/m}^2 \times 1.597 \text{ m} = 5.70 \text{ kg/m}$$

○ Peso de la correa

$$P_{correa} = 10.77 \text{ kg/m}$$

$$D = 10.77 + 5.70 = 16.47 \text{ kg/m}$$

- Sobrecarga

$$Lr = 60 \text{ kg/m}^2 \times 1.597 \text{ m} = 95.82 \text{ kg/m}$$

- Granizo

$$G = 108 \text{ kg/m}^2 \times 1.597 \text{ m} = 172.48 \text{ kg/m}$$

- Carga de viento

○ Presión dinámica del viento  $W = (28 \text{ m/s})^2 / 16 = 33.50 \text{ kg/m}^2$

○ Sobrecarga de viento  $P = C \times W$

De tabla 11

Barlovento

Sotavento

$$C_1 = -0.154$$

$$C_2 = -0.40$$

$$P_1 = -0.154 \times 33.50 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = -0.40 \times 33.50 \text{ kg/m}^2$$

$$P_1 = -5.159 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = -13.4 \text{ kg/m}^2$$

$$w = -13.4 \text{ kg/m}^2 \times 1.597 = -21.40 \text{ kg/m}$$

## Descomponiendo cargas

**TABLA 16 Disposición de cargas para la correa**

Carga Muerta	$D_x = 3.51 \text{ Kg/m}$
	$D_y = 16.09 \text{ kg/m}$
Carga Viva	$L_{rx} = 20.41 \text{ kg/m}$
	$L_{ry} = 93.62 \text{ kg/m}$
Carga Granizo	$G_x = 36.74 \text{ kg/m}$
	$G_y = 168.52 \text{ kg/m}$
Carga Viento	$W_x = 0 \text{ kg/m}$
	$W_y = -21.40 \text{ kg/m}$

FUENTE: Elaboración propia

## Combinaciones de carga

**TABLA 17 Combinaciones de carga para cercha**

Eje "X"					
Combinación	D (kg)	Lr (kg)	G (kg)	W (kg)	U (kg)
$U = 1.4 D.$	3.51	20.41	36.74	0	4.914
$U = 1.2 D + 0.5 G.$					22.582
$U = 1.2 D + 1.6 Lr + 0.5 W.$					36.868
$U = 1.2 D + 1.0 W + 0.5 G.$					22.582
$U = 1.2 D.$					4.212
$U = 0.9 D + 1.0 W.$					3.159

Eje "Y"					
Combinación	D (kg)	Lr (kg)	G (kg)	W (kg)	U (kg)
$U = 1.4 D.$	16.09	93.62	168.52	-21.98	22.526
$U = 1.2 D + 0.5 G.$					103.568
$U = 1.2 D + 1.6 Lr + 0.5 W.$					158.110
$U = 1.2 D + 1.0 W + 0.5 G.$					81.588
$U = 1.2 D.$					19.308
$U = 0.9 D + 1.0 W.$					-7.499

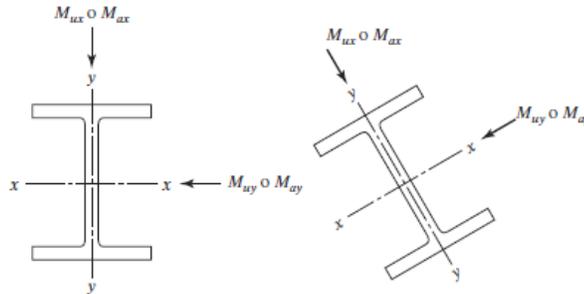
FUENTE: Elaboración propia

De las combinaciones de carga se saca las máximas cargas.

$$U_x = 36.868 \text{ kg/m}$$

$$U_y = 158.110 \text{ kg/m}$$

**FIGURA 26** Descomposición de cargas en eje X, eje Y



**FUENTE:** Elaboración propia

**Momento último.**

$$Mu_x = \frac{U_x \times L^2}{8} = \frac{36.868 \text{ kg/m} \times (3\text{m})^2 \times (100)}{8} = 4147.65 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$Mu_y = \frac{U_y \times L^2}{8} = \frac{158.110 \text{ kg/m} \times (3\text{m})^2 \times (100)}{8} = 17787.37 \text{ kg} * \text{cm}$$

Sección C 4 Pulg x 7.2 lb/pie

$$Z_x = 46.54 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 11.39 \text{ cm}^3$$

**Momento Nominal**

$$Mn_x = F_y \times Z_x = 2530 \times 46.54 = 117746.2 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$Mn_y = F_y \times Z_y = 2530 \times 11.39 = 28816.7 \text{ kg} * \text{cm}$$

Verificando la resistencia

$$\left( \frac{Mu_x}{\phi_b \times Mn_x} + \frac{Mu_y}{\phi_b \times Mn_y} \right) \leq 1$$

Donde  $\phi_b$  es un factor de resistencia según LRFD de valor 0.9

$$\left( \frac{4147.65}{0.9 \times 117746.2} + \frac{17787.37}{0.9 \times 28816.7} \right) \leq 1$$

$$0.72 \leq 1 \text{ Cumple}$$

### 3.5.5.1.1.1. Carga sobre cercha

Carga Muerta:

$$\text{Peso correa + calamina} = 16.47 \text{ kg/m} \times 3\text{m} = 49.41 \text{ kg}$$

$$\text{Peso cercha} = 705.79 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga} = 95.82 \text{ kg/m} \times 3\text{m} = 287.46 \text{ kg}$$

$$\text{Granizo} = 172.48 \text{ kg/m} \times 3\text{m} = 517.44 \text{ kg}$$

Carga de viento

- Determinación de la sobrecarga de viento dependiendo del coeficiente eólico para cada caso:

Barlovento $C_1 = -0.154$	$P = -0.154 \times 33.5 = -5.159 \text{ kg/m}^2$
Sotavento $C_2 = -0.4$	$P = -0.4 \times 33.5 = -13.4 \text{ kg/m}^2$

Descomponiendo la sobrecarga de viento.

Para Barlovento:

$$P = -5.159 \times 7.983\text{m}^2 = -41.18\text{kg}$$

$$P_y = -41.18 \cos 12.3 = -40.23\text{kg}$$

$$P_x = -41.18 \sin 12.3 = -8.77\text{kg}$$

Para Sotavento:

$$P = -13.4 \times 7.983\text{m}^2 = -106.97\text{kg}$$

$$P_y = -106.97 \cos 12.3 = -104.51\text{kg}$$

$$P_x = -106.97 \sin 12.3 = -22.79\text{kg}$$

## Combinaciones de carga

**TABLA 18 Combinaciones de carga para la cercha**

Barlovento					
Combinación	D (kg)	Lr (kg)	G (kg)	W (kg)	U (kg)
U = 1.4 D.	1150.44	287.46	517.44	-40.23	1610.616
U = 1.2 D + 0.5 G.					1639.248
U = 1.2 D + 1.6 Lr + 0.5 W.					1820.349
U = 1.2 D + 1.0 W + 0.5 G.					1599.018
U = 1.2 D.					1380.528
U = 0.9 D + 1.0 W.					995.166

Sotavento					
Combinación	D (kg)	Lr (kg)	G (kg)	W (kg)	U (kg)
U = 1.4 D.	1150.44	287.46	517.44	-104.51	1610.616
U = 1.2 D + 0.5 G.					1639.248
U = 1.2 D + 1.6 Lr + 0.5 W.					1788.209
U = 1.2 D + 1.0 W + 0.5 G.					1534.738
U = 1.2 D.					1380.528
U = 0.9 D + 1.0 W.					930.886

FUENTE: Elaboración propia

Se usará las máximas cargas de las combinaciones

$$U_y = 1820.349 \text{ kg}$$

Carga actuante debido a cielo falso

$$\text{Peso cielo falso (con emparrillado de acero)} = 30 \text{ kg/m}^2$$

Separación entre cerchas = 3m

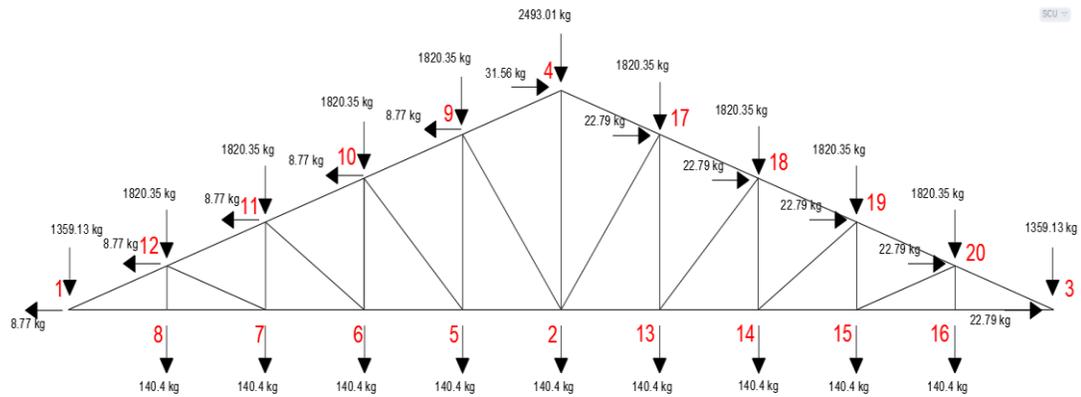
$$P = 30 \text{ kg/m}^2 \times 3\text{m} = 90 \text{ kg/m}$$

**TABLA 19 Cargas en nudos sobre la cercha**

Carga en nudos			
Nudo	Carga distribuida (kg/m)	Long. Tramos (m)	P. en nudo (kg)
1	90	0.775+0.473	112.32
8		1.56	140.4
7		1.56	140.4
6		1.56	140.4
5		1.56	140.4
2		1.56	140.4
13		1.56	140.4
14		1.56	140.4
15		1.56	140.4
16		1.56	140.4
3		0.775+0.473	112.32

FUENTE: Elaboración propia

**FIGURA 27 Distribución de cargas en cercha**



Fuente: RAM ELEMENTS

### 3.5.5.1.2. Diseño a compresión cuerda superior

El diseño de la cubierta se realizó en el programa RAM elements donde mediante iteraciones se asignó la sección que se verificará a continuación.

Para la barra 6:

- Fuerza axial a compresión  $P = 14215.18 \text{ kg}$
- Longitud  $L = 1.597 \text{ m}$

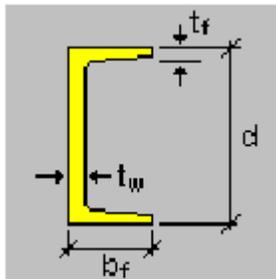
Propiedades del material:

- Tensión de fluencia  $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Tensión de ruptura  $F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Para miembros sometidos a compresión

- $\phi_c = 0.85$
- $K = 1$
- Longitud equivalente  $L_e = 1 \times 159.7 \text{ cm} = 159.7 \text{ cm}$

Sección definida:



Sección: C 6 Pulg x 8.2 lb/pie

$bf = 4.88$	cm	Ancho
$d = 15.24$	cm	Profundidad
$tf = 0.87$	cm	Espesor del ala
$tw = 0.51$	cm	Espesor del alma

$$A = 15.42 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 5.9436 \text{ cm}$$

$$I_x = 545.26 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 1.3614 \text{ cm}$$

$$I_y = 28.595 \text{ cm}^4$$

**Esbeltez máxima**

$$\lambda_{max} = \frac{K \times L}{r_{min}} = \frac{159.7 \text{ cm}}{1.3614 \text{ cm}} = 117.30 < 200$$

**Cumple**

### Definición de frontera entre columna elástica e inelástica

$$\lambda_c = \frac{K \times L}{r \times \pi} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{117.30}{\pi} \times \sqrt{\frac{2530}{2.1 \times 10^6}} = 1.296 < 1.5$$

Columna intermedia a corta

### Esfuerzo crítico para el elemento

Para columnas intermedias a cortas

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} \times F_y = 0.658^{1.296^2} \times 2530 = 1252.59 \text{ kg/cm}^2$$

### Cálculo de resistencia normal a compresión

$$P_n = F_{cr} \times A = 1252.59 \times 15.42 \text{ cm}^2 = 19314.94 \text{ kg}$$

Cálculo de la suma de cargas factorizadas

$$P_{n_u} = \phi_c \times P_n = 0.85 \times 19314.94 = 16417.70 \text{ kg}$$

### Verificando las solicitaciones

$$P_{n_u} \geq P \\ 16417.70 \text{ kg} \geq 14215.18 \text{ kg} \rightarrow 87\%$$

**Cumple**

Resistencia de pandeo elástico Euler:

$$P_{e_1} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{(K \times L)^2} = \frac{\pi^2 \times (2.1 \times 10^6) \times 545.26}{(159.7)^2} = 443111.32 \text{ kg}$$

Para los apoyos no restringidos el factor de modificación es  $C_m = 1$

Factor de amplificación

$$B_{1x} = \frac{C_m}{1 - \frac{P}{P_{e_1}}} = \frac{1}{1 - \frac{14215.18}{443111.32}} = 1.033$$

### Momento último de diseño

Momento sacado por RAM elements

$$M_{uy} = 45325.64 \text{ kg*cm}$$

$$M_{uy} = 45325.64 \times 1.033 = 46821.39 \text{ kg * cm}$$

$$\phi_b \times M_{ny} = \phi_b \times F_y \times Z_x = 0.9 \times 2530 \times 84.56 = 192543.12 \text{ kg * cm}$$

$$\text{Si: } \frac{P}{P_n} \geq 0.2 \rightarrow \frac{14215.18}{19314.94} = 0.73 \geq 0.2$$

$$\frac{P}{P_n} + \frac{8}{9} \times \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b \times M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \times M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$0.73 + \frac{8}{9} \times \left( 0 + \frac{46821.39}{192543.12} \right) = 0.95 \leq 1 \rightarrow 95\%$$

**Cumple**

#### 3.5.5.1.3. Diseño a tracción cuerda inferior

Para la barra 8:

- Fuerza axial a tracción  $P = 12345.6 \text{ kg}$
- Longitud  $L = 1.56 \text{ m}$

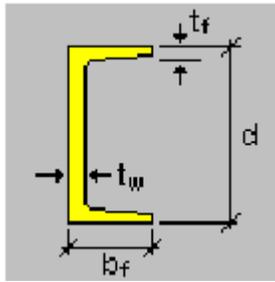
Propiedades del material:

- Tensión de fluencia  $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Tensión de ruptura  $F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Para miembros sometidos a tracción

- $\phi_1 = 0.75$
- $\phi_2 = 0.90$
- $K = 1$
- Longitud equivalente  $L_e = 1 \times 155 \text{ cm} = 155 \text{ cm}$

Sección definida:



Sección: C 4 Pulg x 5.4 lb/pie

bf	=	4.01	cm	Ancho
d	=	15.24	cm	Profundidad
tf	=	0.75	cm	Espesor del ala
tw	=	0.47	cm	Espesor del alma

A	=	10.19	cm <sup>2</sup>	rx	=	3.96	cm
Ix	=	160.24	cm <sup>4</sup>	ry	=	1.13	cm
Iy	=	12.98	cm <sup>4</sup>				

### Momento último

Momento sacado por RAM elements

$$M_{uy} = 13523.43 \text{ kg*cm}$$

### Cálculo de resistencia normal a tensión

$$\phi_1 P_n = \phi_1 \times F_y \times A = 0.90 \times 2530 \times 10.19 \text{ cm}^2 = 23202.63 \text{ kg}$$

$$\phi_2 M_{ny} = \phi_2 \times F_y \times Z_x = 0.75 \times 2530 \times 37.53 \text{ cm}^3 = 71213.17 \text{ kg * cm}$$

$$\text{Si: } \frac{P}{P_n} \geq 0.2 \rightarrow \frac{12345.6}{23202.63} = 0.53 \geq 0.2$$

$$\frac{P}{P_n} + \frac{8}{9} \times \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b \times M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \times M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$0.53 + \frac{8}{9} \times \left( 0 + \frac{13523.43}{71213.17} \right) = 0.70 \leq 1 \rightarrow 70\%$$

**Cumple**

#### 3.5.5.1.4. Diseño de montante

Para la barra 11:

- Fuerza axial a tracción P = 4734.52 kg
- Longitud L = 1.7 m

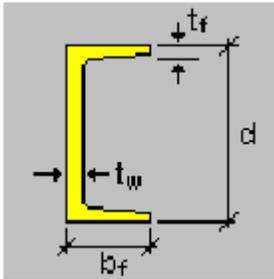
Propiedades del material:

- Tensión de fluencia  $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Tensión de ruptura  $F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Para miembros sometidos a compresión

- $\phi_1 = 0.75$
- $\phi_2 = 0.90$
- $K = 1$
- Longitud equivalente  $L_e = 1 \times 170 \text{ cm} = 170 \text{ cm}$

Sección definida:



Sección: C 3 Pulg x 5 lb/pie

- $bf = 3.81 \text{ cm}$  Ancho
- $d = 7.62 \text{ cm}$  Profundidad
- $tf = 0.69 \text{ cm}$  Espesor del ala
- $tw = 0.65 \text{ cm}$  Espesor del alma

$$A = 9.48 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 3.9624 \text{ cm}$$

$$I_x = 160.25 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 1.1277 \text{ cm}$$

$$I_y = 12.98 \text{ cm}^4$$

Condiciones a Cumplir:

$$f_{t1} = \frac{P}{A} \leq \phi_2 \times F_y$$

$$\frac{4734.52}{9.48} \leq 0.90 \times 2530$$
$$(499.42 \leq 2277) \rightarrow 21.9\%$$

**Cumple**

$$f_{t2} = \frac{P}{A_{cr}} \leq \phi_1 \times F_y$$

$$\frac{4734.52}{0.85 \times 9.48} \leq 0.75 \times 2530$$

$$(587.55 \leq 3060) \rightarrow 19.2\%$$

**Cumple**

$$\frac{K \times L}{r_{min}} \leq 300 \rightarrow \frac{170}{1.1277} \leq 300 \rightarrow 150.75 \leq 300 \rightarrow 50\%$$

**Cumple**

### 3.5.5.1.5. Deflexión Máxima

Del Diseño de Estructuras de Acero – McCormac, indica que en la página 3-7 del Manual del AISC, se presenta la siguiente fórmula sencilla para determinar las deflexiones máximas en vigas con secciones W, M, HP, S, C y MC para diversas condiciones de carga.

$$\Delta = \frac{ML^2}{C_1 I_x}$$

Donde:

M = Momento máximo (Klb\*pie).

L = Longitud de la viga (Pies).

C<sub>1</sub> = Constante de Carga (adimensional, Figura 3-2 del Manual de la AISC).

I<sub>x</sub> = Momento de inercia (Pulg<sup>4</sup>).

Nota: Los cálculos se realizaron con las respectivas unidades a las que está sujeta la fórmula debido a que la misma no cuenta con otra para las unidades que se utilizan en el presente proyecto.

Datos:

M = Mmax = 8641.48 Kg\*cm = 0.625 Klb\*pie

L = 15.60 m = 51.181 Pies

C<sub>1</sub> = 170 (Constante de carga)

I<sub>x</sub> = 3.85 Pulg<sup>4</sup>

$$\Delta = \frac{0.625 \times 51.181^2}{170 \times 3.85} \times (2.54) = 6.35 \text{ cm}$$

De tabla 10.1 del Diseño de estructuras de Acero – McCormac, obtenemos el siguiente límite de deflexión:

Para miembros de techo que soportan Plafón de yeso, para una combinación de carga que toma en cuenta la carga viva y carga muerta:

$$\frac{L}{240} = \frac{1560}{240} = 6.50 \text{ cm}$$

Por tanto, se verifica la condición:

$$\Delta = \frac{ML^2}{C_1 I_x} \leq \frac{L}{240}$$

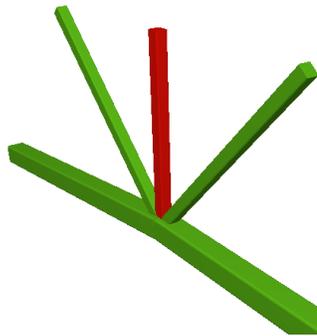
$$6.35 \text{ cm} \leq 6.50 \text{ cm}$$

**Cumple**

### **Diseño de uniones soldadas**

Todos los elementos de la viga celosía tendrán uniones soldadas, de esta manera se genera un elemento rígido, la verificación de estas uniones se realiza a continuación, teniendo solo la verificación de una unión.

**FIGURA 28** Diseño de unión soldada



**FUENTE:** Elaboración propia

## Resistencia del Metal de soldadura para el electrodo E70

$$e=1\text{ cm}$$

$$P_u=4349\text{ kg}$$

$$w=0.5\text{ cm}$$

$$f_y = 2530 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_s := 0.75$$

$$t_e=0.3\text{ cm}$$

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

$$F_w := 0.6 \cdot E70 = 2892 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{ws} := 0.707 \cdot w \cdot \phi_s \cdot F_w = 766.741 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

## Resistencia del Metal Base:

$$f_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{wb} := 0.9 \cdot f_y \cdot t_e = 683.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

## Longitud de Filete Requerida:

$$L := \frac{P_u}{F_{wb}}$$

$$L=6.367\text{ cm}$$

### ➤ Diseño de Uniones en Apoyos

## Área de la Placa Base

$$P_u=4349\text{ kg}$$

$$\phi=0.60$$

$$f_c := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A := \frac{P_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f_c} = 40.607 \cdot \text{cm}^2$$

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

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

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

### **Espesor de la Placa Base**

$$m=8 \text{ cm}$$

$$n=3 \text{ cm}$$

$$f_y := 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$t := m \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{0.90 \cdot f_y \cdot N \cdot B}} = 0.977 \cdot \text{cm}$$

$$t_n := n \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{0.90 \cdot f_y \cdot N \cdot B}} = 0.293 \cdot \text{cm}$$

$$t=1 \text{ cm}$$

### **Perno de Anclaje**

$$T_u=4349 \text{ kg}$$

$$\phi_t := 0.75$$

$$F_u := 3980 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_g := \frac{T_u}{0.75 \cdot \phi_t \cdot F_u} = 1.943 \cdot \text{cm}^2$$

$$D := \sqrt{4 \cdot \frac{A_g}{\pi}} = 1.573 \cdot \text{cm}$$

$$D := 1.6 \text{cm}$$

Distancia entre pernos  $s = 3d$  es 5 cm

Área de la superficie requerida:

$$A_{psf} = \frac{T_u}{4 \cdot \phi_t \cdot \sqrt{f_c}} = 100.036 \text{ cm}^2$$

$$L_a = \sqrt{\frac{A_{psf}}{\pi}} = 5.64 \text{ cm}$$

Para A36 mínima longitud  $12d = 19.2 \text{cm}$ .

Finalmente se tiene que la longitud de anclaje es 20cm.

### 3.5.5.2. Losa

Los esfuerzos en E.L.U. de las losas aligeradas vienen dadas por los esfuerzos locales de las viguetas y de esta forma podemos comprobar todas las exigencias de la norma CBH-87.

Según CBH-87 en el punto **9.9.10.4.3** dice, los forjados de semi viguetas o nervados, tendrán una placa superior de hormigón cuyo espesor  $h_o$ , cumplirá en todo punto las siguientes condiciones:

- con o sin piezas aligerantes: no será inferior a 3 cm ni a “a/6”: siendo “a” la distancia del punto considerado al centro de la pieza.

Datos:

a= 22 cm mitad del ancho del complemento

h= 20 cm canto de la bovedilla

Solución:

Altura de la carpeta de compresión:

Se asume una carpeta de compresión de 5 cm:

$$h_o \geq \frac{a}{6} \geq 3 \text{ cm}$$

$$5 \text{ cm} \geq 3.66 \text{ cm} \geq 3 \text{ cm} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Según CBH-87 dice, en general en forjados ordinarios de edificación con luces de hasta 6 m y para unas condiciones medias, no es preciso comprobar la flecha indicada en las prescripciones si la relación canto/luz no es inferior a la señalada en la **tabla 9.9.10.4.3b**

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{24}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{0.25\text{m}}{4.20\text{m}} = 0.0595 \qquad \frac{1}{24} = 0.0416$$

$$0.0595 \geq 0.0416 \quad \text{OK CUMPLE}$$

Según la **tabla 9.9.10.4.3 a** de la norma CBH-87. Para:  $h_o = 5 \text{ cm}$

$$A_s = 0.66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Refuerzo con las dimensiones mínimas de malla:

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6\text{cm})^2 \cdot 5 = 1.41\text{cm}^2$$

$$1.41\text{cm}^2 > 0.66\text{cm}^2$$

**$\phi 6\text{c}/25\text{cm}$**

Armadura transversal de reparto:

$$A_s \geq \frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$

$$\frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} = \frac{50 \cdot 5\text{cm}}{434.78\text{MPa}} = 0.575\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\frac{200}{f_{yd}} = \frac{200}{434.78\text{MPa}} = 0.46\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 0.575 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Refuerzo:

$$1.1 A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6\text{cm})^2 \cdot 5 = 1.41\text{cm}^2$$

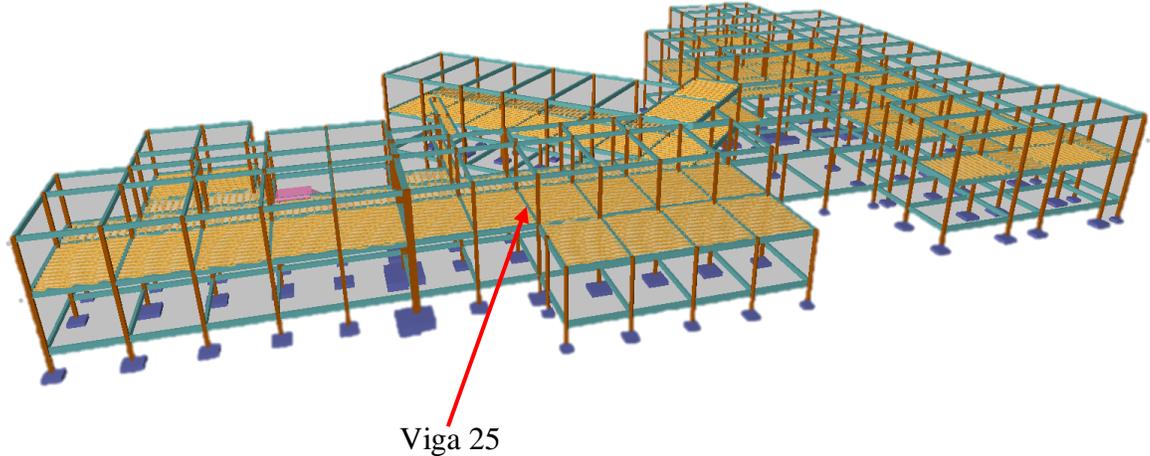
$$1.41\text{cm}^2 > 0.575\text{cm}^2$$

**$\phi 6\text{c}/25\text{cm}$**

### 3.5.5.3. Diseño de viga de hormigón armado

Los cálculos y diseño serán realizados para los estados límites últimos E.L.U. y para los estados límites de servicio E.L.S.

**FIGURA 29 Ubicación de la viga de diseño (VIGA 25)**



#### **Diseño en E.L.U**

Se verificarán las armaduras necesarias para resistir los máximos esfuerzos mayorados.

**Diseño de la viga que esta entre la columna C22 – C35 de la primera planta a flexión y corte**

#### **DATOS**

$$M_d = 153.86KN.m = 15386 kg \cdot m$$

$$d = h - d_1 = 50 - 2.5 = 47.5 \text{ cm}$$

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

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

$$d = 2.5 \text{ cm}$$

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

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1.15} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{210}{1.5} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_{lim} = 0.319$$

#### **Armadura longitudinal**

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_d < 0.319$$

$$\mu_d = \frac{1538600}{25 \cdot 47.5^2 \cdot 140} = 0.1948 \rightarrow 0.1948 < 0.319 \text{ no necesita armadura a compresión}$$

### 3.5.5.3.1. Determinación de armadura para momento positivo

Con  $\mu_d$  se hace referencia a tabla 6 (Anexo A - 1)  $\rightarrow w_s = 0,2256 \rightarrow$

*Cuantía mecánica*

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

$$A_s = 0.2256 \cdot 25 \cdot 47.5 \cdot \frac{140}{4347.83} = 8.83 \text{ cm}^2$$

De la Tabla 5 “CUANTIAS GEOMETRICAS MINIMAS para AEH -500”

$\rightarrow w_{s \text{ mín}} = 0,0028 \rightarrow$  *Cuantía mecánica mínima*

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0028 \cdot 25 \cdot 47.5 = 3.325 \text{ cm}^2$$

**Número de barras y diámetro:**

Se adopta el mayor valor, la armadura es de **8.83 cm**

$$1\phi 12 \text{ mm} \Rightarrow 1 * \frac{\pi}{4} * 1.2^2 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$4\phi 16 \text{ mm} \Rightarrow 4 * \frac{\pi}{4} * 1.6^2 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total}} = 1.13 \text{ cm}^2 + 8.04 \text{ cm}^2 = 9.17 \text{ cm}^2$$

$$9.17 \text{ cm}^2 > 8.83 \text{ cm}^2$$

*(Adoptamos 4φ 16 mm + 1φ 12 mm)*

**Determinación de la separación de las barras dentro de la pieza.**

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

$$s = \frac{25\text{cm} - 4 \cdot 1.6\text{cm} - 1 \cdot 1.2 - 2 \cdot 2.5\text{cm}}{5 - 1} = 3.10 \text{ cm}$$

**Para el momento positivo se usará: 4Ø16mm + 1Ø12mm**

### 3.5.5.3.2. Determinación de la Armadura Negativa (izquierda)

$$M_{\text{izquierdo}} = 143.63 \text{ KN} \cdot \text{m} = 14363 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_d < 0.319$$

$$\mu_d = \frac{1436300}{25 \cdot 47.5^2 \cdot 140} = 0.1818$$

→ 0,1818 ≤ 0.319 *no necesita armadura a compresion*

Con  $\mu_d$  se hace referencia a tabla 6 (Anexo A - 1) →  $w_s =$

0,2080 *Cuantía mecánica*

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

$$A_s = 0.2080 \cdot 25 \cdot 47.5 \cdot \frac{140}{4347.83} = 7.64 \text{ cm}^2$$

De la Tabla 5 “CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS para AEH -500”

→  $w_{s \text{ mín}} = 0,0028$  → *Cuantía mecánica mínima*

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0028 \cdot 25 \cdot 47.5 = 3.325 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s \geq A_{s \text{ mín}}$ , se adoptará la mayor área la cual es  $A_s = 7.64 \text{ cm}^2$

$$3\phi 20 \text{ mm} \Rightarrow 3 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 2.0^2 = 9.42 \text{ cm}^2$$

$$4\phi 16 \text{ mm} \Rightarrow 4 * \frac{\pi}{4} * 1.6^2 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$8.04 \text{ cm}^2 > 7.64 \text{ cm}^2$$

(Adoptamos 4φ 16 mm)

**Determinación de la separación de las barras dentro de la pieza.**

$$s = \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} * \phi - 2 * r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{25 \text{ cm} - 4 * 1.6 \text{ cm} - 2 * 2.5 \text{ cm}}{4 - 1} = 4.53 \text{ cm}$$

**Para el momento negativo izquierdo se usará: 4Ø16mm**

### 3.5.5.3.3. Determinación de la Armadura Negativa (derecha)

$$M_{\text{derecho}} = 133.51 \text{ KN} \cdot \text{m} = 13351 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_d < 0.319$$

$$\mu_d = \frac{1335100}{25 \cdot 47.5^2 \cdot 140} = 0.1691$$

→ 0,1691 < 0.319 no necesita armadura de compresion

Con  $\mu_d$  se hace referencia a tabla 6 (Anexo A - 1) →  $w_s =$

0,1912 *Cuantía mecánica*

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

$$A_s = 0.1912 \cdot 25 \cdot 47.5 \cdot \frac{140}{4347.83} = 7.31 \text{ cm}^2$$

De la Tabla 5 “CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS para AEH -500”

→  $w_{s \text{ mín}} = 0,0028$  → *Cuantía mecánica mínima*

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0028 \cdot 25 \cdot 47.5 = 3.325 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s \geq A_{s \text{ mín}}$ , se adoptará la mayor área la cual es  $A_s = 7.31 \text{ cm}^2$

$$3\phi 20 \text{ mm} \Rightarrow 3 * \frac{\pi}{4} * 2.0^2 = 9.42 \text{ cm}^2$$

$$4\phi 16 \text{ mm} \Rightarrow 4 * \frac{\pi}{4} * 1.6^2 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$8.04 \text{ cm}^2 > 7.95 \text{ cm}^2$$

*(Adoptamos 4φ 16 mm)*

**Determinación de la separación de las barras dentro de la pieza**

$$s = \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} * \phi - 2 * r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{25 \text{ cm} - 4 * 1.6 \text{ cm} - 2 * 2.5 \text{ cm}}{4 - 1} = 4.53 \text{ cm}$$

**Para el momento negativo derecho se usará: 4φ16mm**

#### **3.5.5.3.4. Armadura transversal izquierda**

Cálculo del cortante de la izquierda

$$V_d = 179.63 \text{ KN} = 17963 \text{ kg}$$

$$d = h - d_1 = 50 - 2.5 = 47.5 \text{ cm}$$

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

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

$$d' = 2.5 \text{ cm}$$

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

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{5000}{1.15} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$$

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

La resistencia convencional del hormigón a cortante es:

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

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al esfuerzo cortante

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

$$V_{cu} = 5.92 \cdot 25 \cdot 47.5 = 7030 \text{ kg}$$

Cortante de agotamiento por compresión del alma:

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$V_{ou} = 0.30 \cdot 140 \cdot 25 \cdot 47.5 = 49875 \text{ Kg}$$

- Caso 1:

Utilizar armadura mínima:

$$\text{Si: } V_{cu} \geq V_d \rightarrow \text{NO necesita armadura transversal}$$

$$7030 \geq 17963 \quad \text{No Cumple !!!}$$

- Caso 2:

Calcular la armadura transversal:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$7030 < 17963 < 49875 \quad \text{Cumple !!!}$$

- Caso 3:

Es necesario aumentar las dimensiones de la sección:

$$V_d \geq V_{ou}$$

$$17963 \geq 39900 \quad \text{No Cumple !!!}$$

- **Cortante resistida por el acero:**

Como estamos en el caso 2 son válidas las dimensiones de la viga, pero en las proximidades de sus apoyos, hay que disponer de armadura transversal para el exceso de esfuerzo cortante.

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 17963 - 7030 = \mathbf{10933 \text{ kg}}$$

- **Armadura Transversal:**

$$A_s = \frac{V_{su} * s}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{10933 \text{ kg} * 100 \text{ cm}}{0,90 * 47,5 \text{ cm} * 4347,83 \text{ kg/cm}^2} = \mathbf{5,88 \text{ cm}^2}$$

- **Armadura Transversal mínima:**

$$A_{smin} = 0,02 * b_w * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{smin} = 0,02 * 25 * 100 * \frac{140}{4347,83} = \mathbf{1,61 \text{ cm}^2}$$

Se escoge el área mayor de las dos que sería: **5.88 cm<sup>2</sup>**

Para una pierna sería:

$$A_{st1} = \frac{5.88}{2} = 2.94 \text{ cm}^2$$

Adoptamos un diámetro de  **$\phi 8 \text{ mm}$**

Área de la barra  $A_{s \phi 8} = 0.503 \text{ cm}^2$

Número de estribos

$$N^{\circ}_{estribos} = \frac{2.94}{0.503} = 5.85 \approx 6 \text{ estribos}$$

Armadura de las barras

$$A_{st1} = 0.503 * 6 = 3.018 \text{ cm}^2$$

Distribución de las barras

$$S = \frac{100}{6} = 16.66$$

**Para el cortante de la izquierda se usará:  $\phi 8 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$**

### 3.5.5.3.5. Armadura transversal para la derecha

$$Vd = 179.80 \text{ KN} = 17980 \text{ kg}$$

$$d = h - d_1 = 50 - 2.5 = 47.5 \text{ cm}$$

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

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

$$d = 2.5 \text{ cm}$$

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

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$$

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

La resistencia convencional del hormigón a cortante es:

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

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al esfuerzo cortante

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

$$V_{cu} = 5.92 \cdot 25 \cdot 47.5 = 7030 \text{ kg}$$

Cortante de agotamiento por compresión del alma:

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$V_{ou} = 0.30 \cdot 140 \cdot 25 \cdot 47.5 = 49875 \text{ Kg}$$

- Caso 1:

Utilizar armadura mínima:

$$\text{Si: } V_{cu} \geq V_d \rightarrow \text{NO necesita armadura transversal}$$

$$7030 \geq 17980 \quad \text{No Cumple !!!}$$

- Caso 2:

Calcular la armadura transversal:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$7030 < 17980 < 49875 \quad \text{Cumple !!!}$$

- Caso 3:

Es necesario aumentar las dimensiones de la sección:

$$V_d \geq V_{ou}$$

$$17980 \geq 49875 \quad \text{No Cumple !!!}$$

- **Cortante resistida por el acero:**

Como estamos en el caso 2 son válidas las dimensiones de la viga, pero en las proximidades de sus apoyos, hay que disponer de armadura transversal para el exceso de esfuerzo cortante.

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 17980 - 7030 = \mathbf{10950 \text{ kg}}$$

- **Armadura Transversal:**

$$A_s = \frac{V_{su} * s}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{10950 \text{ kg} * 100 \text{ cm}}{0,90 * 47,5 \text{ cm} * 4347,83 \text{ kg/cm}^2} = \mathbf{5,89 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

- **Armadura Transversal mínima:**

$$A_{smin} = 0,02 * b_w * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{smin} = 0,02 * 25 * 100 * \frac{140}{4347,83} = \mathbf{1,61 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Se escoge el área mayor de las dos que sería: **5.89 cm<sup>2</sup>/m**

Para una pierna sería:

$$A_{st1} = \frac{5,89}{2} = \mathbf{2,95 \text{ cm}^2}$$

Adoptamos un diámetro de  $\phi 8 \text{ mm}$

Área de la barra  $A_{s \phi 8} = 0.503 \text{ cm}^2$

Número de estribos

$$N^{\circ}_{estribos} = \frac{2.95}{0.503} = 5.87 \approx 6$$

Armadura de las barras

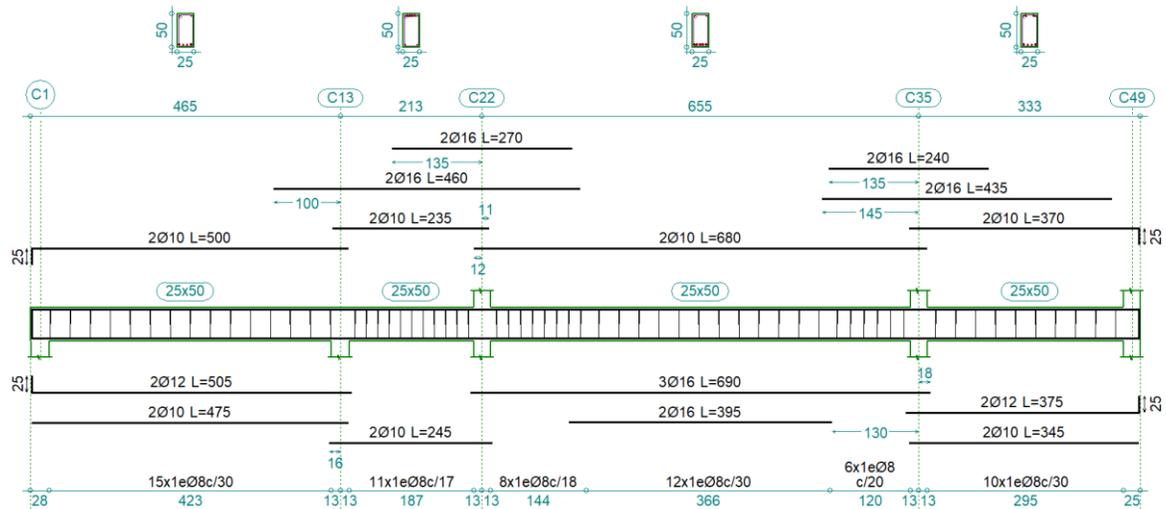
$$A_{st1} = 0.503 * 6 = 3.018 \text{ cm}^2$$

Distribución de las barras

$$S = \frac{100}{6} = 16.6 \text{ cm}$$

Para el cortante de la derecha se usará:  $\phi 8 \text{ c}/15\text{cm}$

FIGURA 30 Disposición de la Armadura en la Viga N25

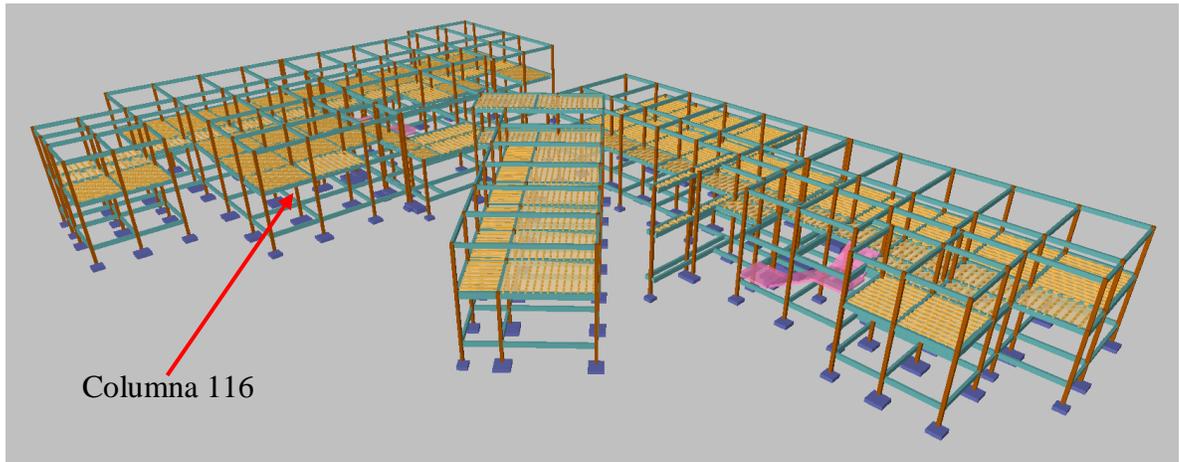


Fuente: CYPE CAD 2017

### 3.5.5.4. Diseño Estructural de la Columna C116

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

**FIGURA 31 Ubicación de la columna más solicitada (COLUMNA 116)**



**FUENTE:** Elaboración propia

A continuación, se muestra la verificación del diseño de la columna C116, teniendo los siguientes datos generales:

**Datos de la columna C116.**

$$N_{max} = 448.1 \text{ KN} = 44810 \text{ kg}$$

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

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

$$A_c = 625 \text{ cm}^2$$

$$M_x = 12.9 \text{ KN} = 1290 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 9.9 \text{ KN} = 990 \text{ kg.m}$$

$$r = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 22.50 \text{ cm}$$

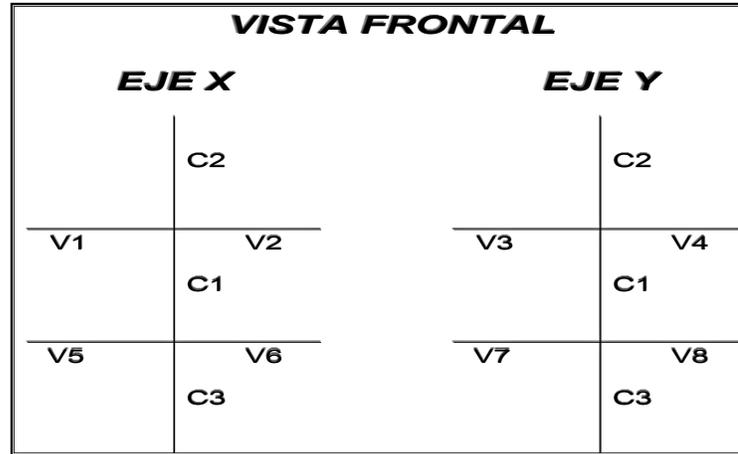
- **Resistencia de cálculo de los materiales**

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,50} = \frac{210}{1,50} = 140 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2}$$

- Longitud de pandeo

FIGURA 32 Vista frontal de los elementos concurrentes en el pilar



FUENTE: Elaboración propia

TABLA 20 Calculo de inercias de los elementos concurrentes en el pilar

Elemento	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )
----------	---------------	--------	--------	-----------------------------------	-----------------------------------

Columna 1 (C1)	350	25	25	32552.08	32552.08
Columna 2 (C2)	335	25	25	32552.08	32552.08
Columna 3 (C3)	150	25	25	32552.08	32552.08
Viga 1 (V1)	465	25	50	260416.67	65104.17
Viga 2 (V2)	581	25	50	260416.67	65104.17
Viga 3 (V3)	521	25	40	133333.33	52083.33
Viga 4 (V4)	473	25	40	133333.33	52083.33
Viga 5 (V5)	465	20	40	106666.67	26666.67
Viga 6 (V6)	581	20	40	106666.67	26666.67
Viga 7 (V7)	521	20	40	106666.67	26666.67
Viga 8 (V8)	473	20	40	106666.67	26666.67

FUENTE: Elaboración propia

Por lo tanto, el coeficiente es:

$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todas las columnas}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$

$$\psi_B = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todas las columnas}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{xV2}}{L_{V2}} + \frac{I_{xV3}}{L_{V3}} + \frac{I_{xV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{xV4}}{L_{V4}}} = 0.12$$

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{yV2}}{L_{V2}} + \frac{I_{yV3}}{L_{V3}} + \frac{I_{xV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{xV4}}{L_{V4}}} = 0.41$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{xV6}}{L_{V6}} + \frac{I_{xV7}}{L_{V7}} + \frac{I_{yV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{yV8}}{L_{V8}}} = 0.37$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{yV6}}{L_{V6}} + \frac{I_{yV7}}{L_{V7}} + \frac{I_{xV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{xV8}}{L_{V8}}} = 1.47$$

$$\psi_{AX} = 0.12$$

$$\psi_{BX} = 0.37$$

$$\psi_{AY} = 0.41$$

$$\psi_{BY} = 1.47$$

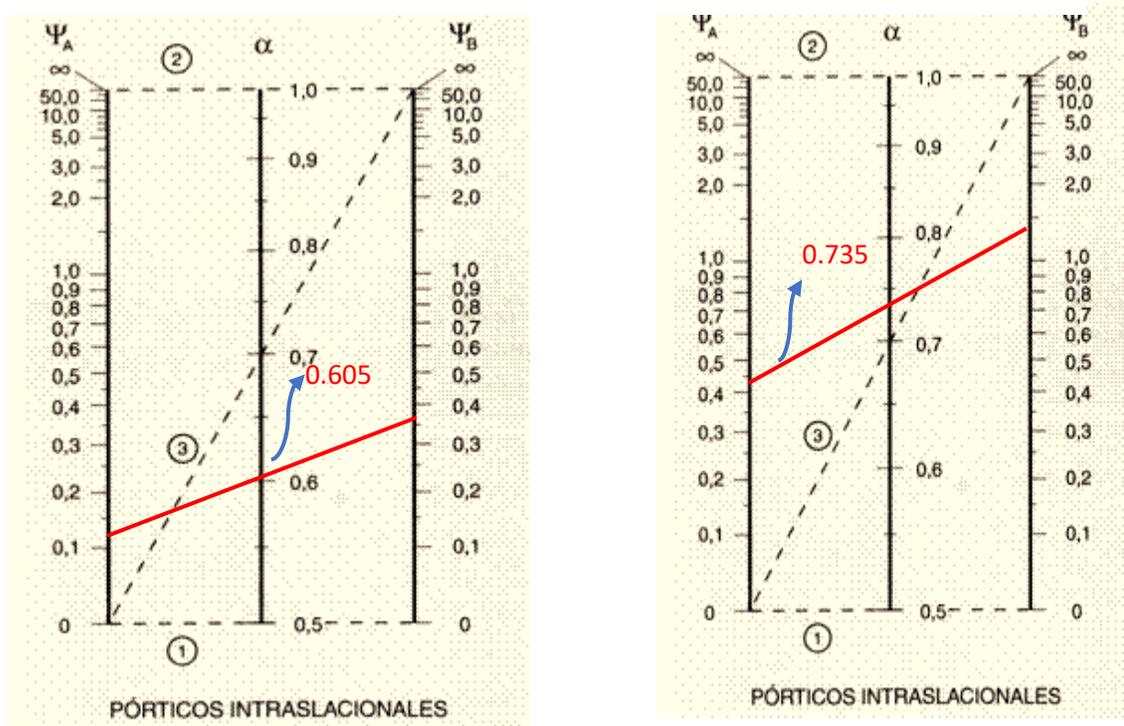
Con estos valores se ingresa al Nomograma confeccionado por Jackson y Moreland correspondiente a pórticos intraslacionales obteniendo de este modo el factor de longitud de pandeo " $\alpha$ " y con este valor la longitud de pandeo " $l_0$ ".

$$\alpha_x = 0.605$$

$$\alpha_y = 0.735$$

### Nomograma para Determinar la Longitud de Pandeo

FIGURA 33 Ilustración de Nomograma para Determinar la Longitud de Pandeo



Fuente: Apuntes de Hormigón Armado de Borja Varona Moya.

$$l_{ox} = \alpha_x * l = 0.605 * 3.50 = 2.12 \text{ m}$$

$$l_{oy} = \alpha_y * l = 0.735 * 3.50 = 2.57 \text{ m}$$

- **Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:**

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{212 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{32552.08 \text{ cm}^4}{625 \text{ cm}^2}}} = \mathbf{29.38}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{257 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{32552.08 \text{ cm}^4}{625 \text{ cm}^2}}} = \mathbf{35.61}$$

Tenemos la esbeltez mecánica en el eje  $\lambda_y = 35.61$  para esbelteces mecánicas  $35 \leq \lambda < 100$ , tratándose de **una columna intermedia** puede aplicarse el método aproximado y tenemos la esbeltez mecánica en el eje  $\lambda_x = 29.38$  menor a 35 se trata de **una columna corta**.

Por razones de seguridad se calculará por el método aproximado considerando las excentricidades de 2do orden para columnas intermedias.

- **Excentricidades de cálculo**

**Excentricidad de Primer Orden:**

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{12.9 \text{ KNm}}{448.1 \text{ KN}} = 0.029 \text{ m} = 2.9 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{9.9 \text{ KNm}}{448.1 \text{ KN}} = 0.022 \text{ m} = 2.2 \text{ cm}$$

**Excentricidad mínima accidental:**

$$e_c = \frac{h}{20} = \frac{25}{20} = 1.25 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm}$$

Adoptó:

$$e_a = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

**Excentricidad Ficticia debido al pandeo (segundo Orden):**

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

$$e_{fy} = \left(3 + \frac{fyd}{3500}\right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_y}{h + 10 \cdot e_y} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{fy} = 1.65 \text{ cm.}$$

$$e_{fx} = \left(3 + \frac{fyd}{3500}\right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_x}{b + 10 \cdot e_x} \cdot \frac{l_o^2}{b} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{fx} = 1.17 \text{ cm}$$

### Excentricidad total

$$e_{fx} = e_{ox} + e_{fic} + e_a = 2.9 \text{ cm} + 1.17 \text{ cm} + 2 \text{ cm} = 6.07 \text{ cm}$$

$$e_{fy} = e_{oy} + e_{fic} + e_a = 2.2 \text{ cm} + 1.65 \text{ cm} + 2 \text{ cm} = 5.85 \text{ cm}$$

- Diseño a flexión esviada

### Esfuerzo Reducido

$$v = \frac{N_d}{f_{cd} * b * h} = \frac{44810 \text{ Kg}}{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 25 * 25} = 0.512$$

### Momento reducido

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{fx}}{h * b^2 * f_{cd}} = \frac{44810 \text{ kg} * 6.07 \text{ cm}}{25 \text{ cm} * (25 \text{ cm})^2 * 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\mu_x = 0.16$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{fy}}{b * h^2 * f_{cd}} = \frac{44810 \text{ kg} * 5.85 \text{ m}}{25 \text{ cm} * (25 \text{ mm})^2 * 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\mu_y = 0.14$$

El mayor de los momentos reducidos será  $\mu_1$ , y el menor  $\mu_2$ , para entrar a los ábacos, y así determinar la cuantía mecánica.

$$\mu_1 = 0.16$$

$$\mu_2 = 0.14$$

- **Cuantía mecánica**

Los ábacos en roseta para flexión esviada, están expuestos en el libro de Jiménez Montoya. De donde se elige el diagrama correspondiente en función de la disposición de armadura, recubrimientos relativos, tipo de acero y límite elástico del mismo.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores y los datos que se tienen se ha elegido el ábaco en roseta correspondiente a uno formado por seis barras.

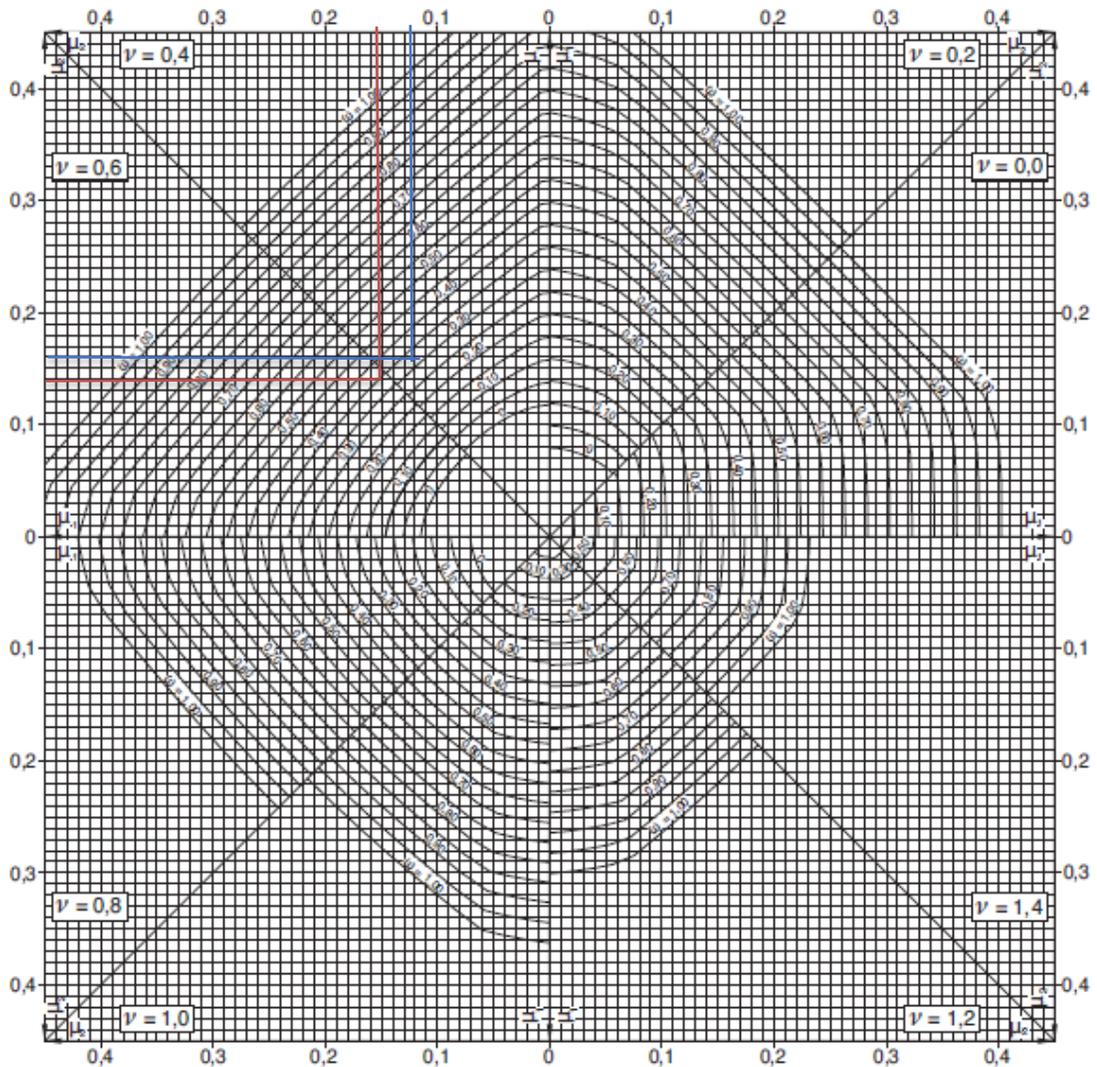
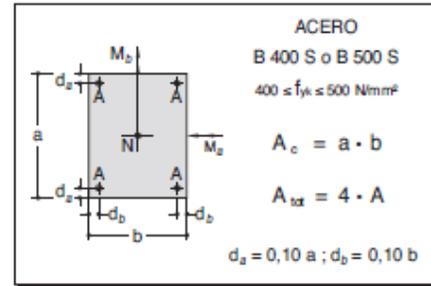
FIGURA 34 Ábaco en roseta para flexión esviada.

ÁBACO EN ROSETA PARA FLEXIÓN ESVIADA

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

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

si  $\mu_x > \mu_y \Rightarrow \mu_1 = \mu_x : \mu_2 = \mu_y$   
 si  $\mu_x < \mu_y \Rightarrow \mu_1 = \mu_y : \mu_2 = \mu_x$



Fuente: Hormigón armado, Jiménez Montoya 15ª edición

Se obtiene:

$$\text{Para } \nu = 0.4 \quad \omega = 0.36$$

$$\text{Para } \nu = 0.6 \quad \omega = 0.4$$

Luego, interpolando, para  $\nu = 0.51$  resulta necesaria una cuantía  $\omega = 0.382$

- **Cálculo de la armadura longitudinal**

**Determinación de la armadura total ( $A_s$ ):**

$$A_{s\ total} = \frac{\omega * b * h * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.382 * 25 * 25 * 140}{4347.83}$$

$$A_{s\ total} = 7.69\ cm^2$$

**Determinación de la armadura mínima ( $A_{s\ min}$ ):**

$$A_{s\ min} = \frac{5}{1000} * b * h = \frac{5}{1000} * 25\ cm * 25\ cm = 3.13\ cm^2$$

Asumimos como área necesaria el mayor valor.

$$A_s = 7.69\ cm^2$$

**Número de fierros:**

$$\text{Si: } \phi = 16\ mm \quad \Rightarrow \quad A_s = 2.01\ cm^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = \frac{7.69\ cm^2}{2.01\ cm^2} = 3.82 \approx \mathbf{4\ Barras}$$

$$\mathbf{4\phi\ 16\ mm} \Rightarrow 4 * \frac{\pi}{4} * 1.6^2 = 8.04\ cm^2$$

$$A_s = \mathbf{8.04\ cm^2}$$

$$\mathbf{8.04\ cm^2} > \mathbf{7.69\ cm^2} \quad \text{cumple!!!!}$$

**Por lo tanto, para esta columna se usará: 4Ø16mm**

**Nota:** Se dispondrán 4 barras de Ø16 en cada esquina de la columna

- **Cálculo de la armadura transversal de la columna:**

El diámetro del estribo será:

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

Según la primera opción:  $\phi \geq \frac{1}{4} * 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm}$

Según la segunda opción:  $\phi \geq 6 \text{ mm}$

**Se asume  $\phi = 6 \text{ mm}$ .**

Para la armadura transversal, se empleará estribos cerrados a 2 piernas  $\emptyset 6 \text{ mm}$  distanciados al menor entre:

- 30 cm
- $0.85 \times d = 0.85 \times 22.5 \text{ cm} = \mathbf{19.12 \text{ cm}}$
- $15 \times \phi$  de la barra longitudinal más delgada =  $15 \times 1.6 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$

Por tanto, se los dispondrá cada 20 cm por cuestiones constructivas.

**Para esta columna se usarán estribos de:  $\emptyset 6 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$**

**FIGURA 35 Disposición de la Armadura en la Columna 116**

Dimensionado de pilares

Referencia:  Cuadro de pilares Datos del pilar

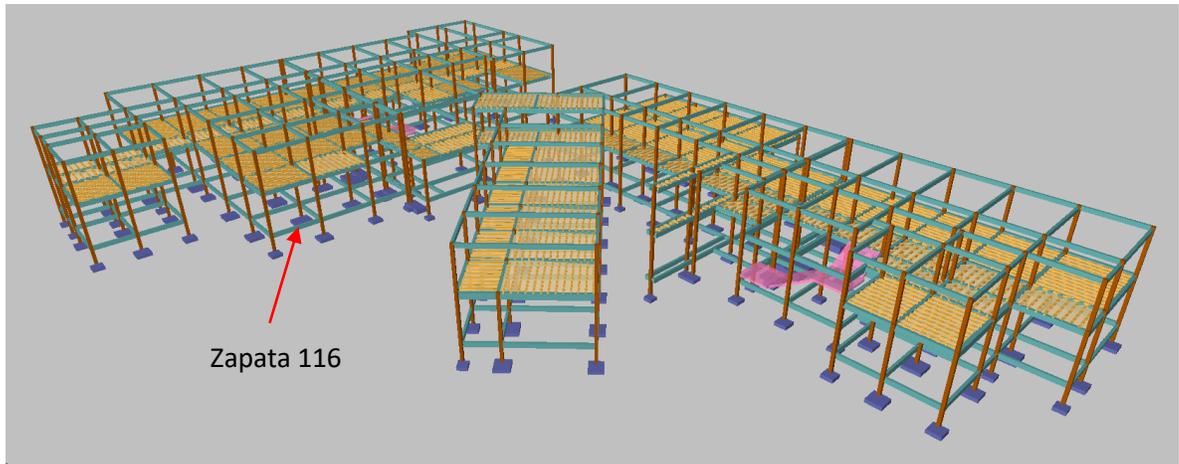
	Esquina	Cara X	Cara Y	Estribos	As/Ac(%)
3	0.25 x 0.25 4 $\emptyset 12$ +0	+0	+0	 $\emptyset 6$ 15	0.72
2	0.25 x 0.25 4 $\emptyset 16$ +0	+0	+0	 $\emptyset 6$ 20	1.29
1	0.25 x 0.25 4 $\emptyset 16$ +0	+0	+0	 $\emptyset 6$ 20	1.29
Arranques:	4 $\emptyset 16$ +0	+0	+0		1.29

Fuente: CYPE CAD 2017

### 3.5.5.5. Diseño Estructural de la Zapata Aislada C116

Se optó por una fundación superficial, zapata aislada ya que este tipo de zapata es la que mejor se adecua en nuestro proyecto, tanto técnica como económicamente, ya que son de fácil construcción y llegan a soportar grandes cargas.

**FIGURA 36** Ubicación de la zapata más solicitada (ZAPATA 116)



**FUENTE:** Elaboración propia

Se realizará el análisis para la “zapata aislada correspondiente a la columna **C116**, dado que es el elemento más solicitado de la estructura, la cual presenta las siguientes solicitaciones obtenidas mediante el programa CYPECAD.

$$N = 456.7 \text{ KN} = 45670 \text{ kg}$$

$$M_x = 8.4 \text{ KN.m} = 840 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 6.0 \text{ KN.m} = 600 \text{ kg.m}$$

$$Q_x = 11.36 \text{ KN}$$

$$Q_y = 33.12 \text{ KN}$$

$$a_1 = 25 \text{ cm.}$$

$$b_1 = 25 \text{ cm}$$

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

$$f_{yd} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 1.55 \text{ kg/cm}^2$$

Peso propio del elemento (Se asumirá como 5% de “N”)

$$P = 0.05 * N$$

### Diseño Geométrico de la Zapata

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

Despejando el área se tiene:

$$A_{nec} = \frac{1.05 * N}{\sigma_{adm}} = \frac{1.05 * 45670 \text{ kg}}{1.55 \text{ kg/cm}^2} = 30937.74 \text{ cm}^2$$

Suponiendo que se trata de una zapata cuadrada:

$$a = \sqrt{A_{nec}} = \sqrt{30937.74 \text{ cm}^2} = 175.89 \text{ cm}$$

**Entonces:**  $a_2 = b_2 = 174.89 \text{ cm} = 174.89 \text{ cm}$

$$a_2 = 175 \text{ cm} \qquad b_2 = 175 \text{ cm}$$

### Cálculo de h de la zapata

**Donde:**

$$a_1 = 25 \text{ cm (columna)}$$

$$b_1 = 25 \text{ cm (columna)}$$

$$a_2 \text{ y } b_2 = 175 \text{ cm (zapata)}$$

$$\gamma_f = 1.6 \text{ factor de seguridad}$$

El esfuerzo de tensión uniforme en el suelo viene dado por:

$$\sigma_t = \frac{N}{A^2} = \frac{45670 \text{ kg}}{(175 \text{ cm})^2} = 1.49 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_t \leq \sigma_{adm} \quad 1.49 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 1.55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ Cumple!!}$$

Para que la zapata no trabaje a tracción, se recomienda que  $\sigma_{min} \geq 0$

$$\sigma_1 = \sigma_{min} = \frac{N}{a * b} - \frac{6 * M_x}{a * b^2} - \frac{6 * M_y}{a^2 * b}$$

$$\sigma_1 = \sigma_{min} = \frac{45670}{175 * 175} - \frac{6 * 840}{175 * 175^2} - \frac{6 * 600}{175^2 * 175}$$

$$\sigma_4 = 1.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} > 0 \rightarrow 1.49 \text{ kg/cm}^2 > 0 \text{ Cumple!!}$$

Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con las siguientes fórmulas:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{real}} = \frac{4 \cdot 5,91 \text{ kg/cm}^2}{1,6 \cdot 1.55 \text{ kg/cm}^2} = 9.53$$

$$d_1 = \frac{2(a_2 - a_1)}{4 + k} = \frac{2 * (175 \text{ cm} - 25 \text{ cm})}{4 + 9.53} = \mathbf{22.17 \text{ cm}}$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{a_1 * b_1}{4} + \frac{a_2 * b_2}{2k - 1} - \frac{a_1 + b_1}{4}} =$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{25 * 25}{4} + \frac{175 * 175}{2 * 9.53 - 1} - \frac{25 + 25}{4}} = \mathbf{30.53 \text{ cm}}$$

$$d_3 = \frac{2(b_2 - b_1)}{4 + k} = \frac{2 * (175 \text{ cm} - 25 \text{ cm})}{4 + 9.53} = \mathbf{22.17 \text{ cm}}$$

Por tanto, se asume una altura total “h=35 cm”, empleando un recubrimiento geométrico de “r=5cm” y un diámetro “Ø=1.2cm”

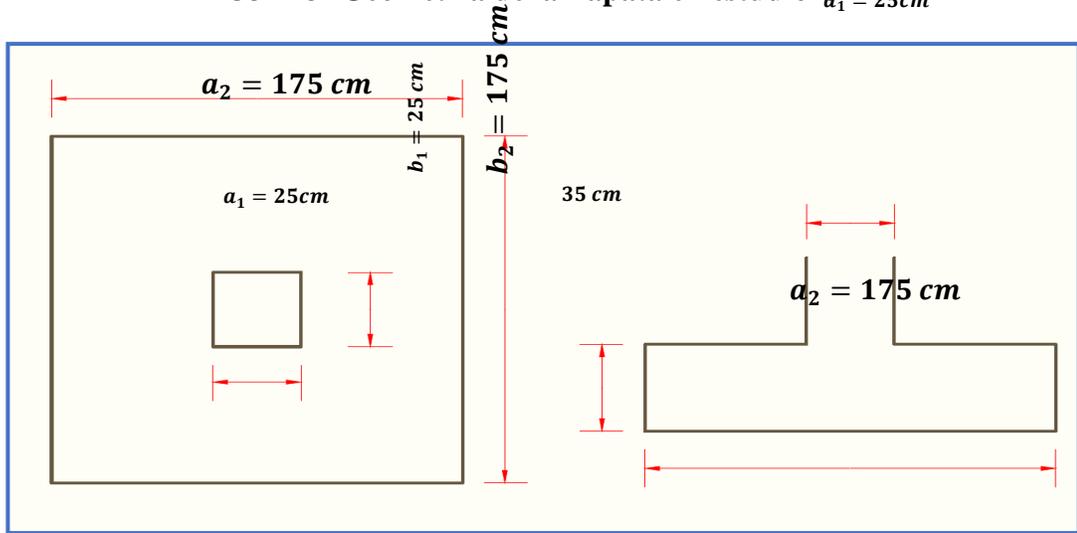
$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 35 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{1.2 \text{ cm}}{2} = \mathbf{29.4 \text{ cm}}$$

- Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones

$$v = \frac{a - a_o}{2} = \frac{165 \text{ cm} - 25 \text{ cm}}{2} = 70 \text{ cm}$$

Dado que el vuelo “ $v=70\text{cm}$ ” es menor que “ $2h=70\text{cm}$ ”, se trata una zapata rígida.

**FIGURA 37 Geometría de la Zapata en estudio C116**



. FUENTE: Elaboración propia

### Comprobación de la respuesta del suelo

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

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

$$\sigma = \frac{N}{a_2 * b_2} * \left( 1 \pm \frac{6 * e_x}{a_2} \pm \frac{6 * e_y}{b_2} \right)$$

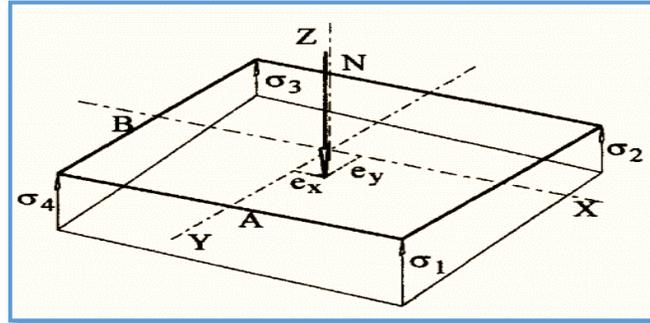
Las tensiones transmitidas al terreno se consideran aceptables si se cumple que:

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

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

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

**FIGURA 38 Distribución de Tensiones en el Terreno.**



**Fuente.** Recuperado de Ejercicios prácticos de hormigón armado – Introducción a las normas EHE-91, Joaquín Villodre Roldán, pág. 99.

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

$$\begin{aligned} \text{Peso}_{Propio} &= \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * a_2 * b_2 * h = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 1.75\text{m} * 1.75\text{m} * 0.35\text{m} \\ &= 2679.69\text{kg} \end{aligned}$$

$$N_{Real} = N + \text{Peso}_{Propio} = 45670\text{kg} + 2679.69\text{kg} = 48349.69\text{kg}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_{Real}} = \frac{840}{48349.69} = 0.0174\text{m} = 1.737\text{cm}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_{Real}} = \frac{600}{48349.69} = 0.0124\text{m} = 1.241\text{cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{45670}{175 * 175} * \left( 1 + \frac{6 * 1.74}{175} + \frac{6 * 1.241}{175} \right) = 1.644 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{45670}{175 * 175} * \left( 1 + \frac{6 * 1.74}{175} - \frac{6 * 1.241}{175} \right) = 1.517 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{45670}{175 * 175} * \left( 1 - \frac{6 * 1.74}{175} - \frac{6 * 1.241}{175} \right) = 1.339 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{45670}{175 * 175} * \left( 1 - \frac{6 * 1.74}{175} + \frac{6 * 1.241}{175} \right) = 1.466 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

$$\sigma_{max} = \sigma_1 = 1.644 \frac{kg}{cm^2} \leq 1.25 * \sigma_{adm} = 1.25 * 1.55 \frac{kg}{cm^2} = 1.93 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{med} = \frac{N}{a_2 * b_2} = \frac{45670}{175 * 175} = 1.49 \frac{kg}{cm^2} \leq \sigma_{adm} = 1.55 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{min} = \sigma_3 = 1.339 \frac{kg}{cm^2} \geq 0$$

### Diseño a Flexión

- **Cálculo de la armadura**

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

$$M_d = \frac{\gamma_f * N}{2 * a_2} * \left( \frac{a_2 - a_1}{2} + 0.15 * a_1 \right)^2$$

$$M_{ad} = \frac{1.6 * 45670}{2 * 175} * \left( \frac{175 - 25}{2} + 0.15 * 25 \right)^2$$

$$M_{ad} = 1294744.5 \text{ kg} * \text{cm}$$

- Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{1294744.5 \text{ kg} * \text{cm}}{175 \text{ cm} * (29.4 \text{ cm})^2 * 140 \frac{kg}{cm^2}} = 0.06114$$

- La cuantía mecánica para este caso es:

$$\omega = \mu * (1 + \mu) = 0.06114 * (1 + 0.06114) = 0.06488$$

- El área de acero calculada “As”

$$A_s = \omega * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.06488 * 175 \text{ cm} * 29.4 \text{ cm} * \frac{140 \frac{kg}{cm^2}}{4347.83 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$A_s = 10.75 \text{ cm}^2$$

- La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s \text{ min}} = \omega * b_w * d = 0.0015 * 175 \text{ cm} * 29.4 \text{ mm} = 7.72 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = 10.75 \text{ cm}^2$$

- Número de fierros:

$$\text{Si: } \varnothing = 12 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 1.130 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{\varnothing 12}} = \frac{10.75 \text{ cm}^2}{1.130 \text{ cm}^2} = 9.51 \approx \mathbf{10 \text{ Barras}}$$

- Espaciamiento entre barras:

$$s = \frac{a_2 - 2r}{n} = \frac{175 \text{ cm} - 2 * 5 \text{ cm}}{9} = 18.33 \text{ cm} \approx \mathbf{17.5 \text{ cm}}$$

**Por lo tanto, para esta zapata se usará: 9Ø12mm c/20cm**

### Diseño en la otra dirección

- **Cálculo de la armadura**

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

$$M_d = \frac{\gamma_f * N}{2 * b_2} * \left( \frac{b_2 - b_1}{2} + 0.15 * b_1 \right)^2$$

$$M_{ad} = \frac{1.6 * 45670}{2 * 175} * \left( \frac{175 - 25}{2} + 0.15 * 25 \right)^2$$

$$M_{ad} = 1294744.5 \text{ kg} * \text{cm}$$

- Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{1294744.5 \text{ kg} * \text{cm}}{175 \text{ cm} * (29.4 \text{ cm})^2 * 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.06114$$

- La cuantía mecánica para este caso bale

$$\omega = \mu * (1 + \mu) = 0.06114 * (1 + 0.06114) = 0.06488$$

- El área de acero calculada “As”

$$A_s = \omega * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.06488 * 175\text{cm} * 29.4\text{cm} * \frac{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 10.75 \text{ cm}^2$$

- La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s \text{ min}} = \omega * b_w * d = 0.0015 * 175\text{cm} * 29.4\text{mm} = 7.72 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = 10.75 \text{ cm}^2$$

- Número de fierros:

$$\text{Si: } \phi = 12\text{mm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 1.130 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{10.75 \text{ cm}^2}{1.130 \text{ cm}^2} = 9.51 \approx \mathbf{10 \text{ Barras}}$$

- Espaciamiento entre barras:

$$S = \frac{a_2 - 2r}{n} = \frac{175 \text{ cm} - 2 \times 5 \text{ cm}}{9} = 18.33\text{cm} \approx \mathbf{17.5\text{cm}}$$

**Por lo tanto, para esta zapata se usará: 10Ø12mm c/17.5cm**

### Comprobación de la Adherencia:

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

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0.9 * d * n * u} \leq \tau_{bd}$$

Donde:

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

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

$u$  = Perímetro de cada barra.

$d$  = Canto útil de la sección.

$\tau_d$  = Tensión tangencial de adherencia.

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

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

$$L = \frac{a_2 - a_1}{2} + 0.15 * a_1 = \frac{175 - 25}{2} + 0.15 * 25 = 78.75 \text{ cm}$$

$$\sigma' = \frac{\sigma_1 + \sigma_4}{2} = \frac{1.644 + 1.466}{2} = 1.555 \frac{kg}{cm^2}$$

$$V_{d1} = 78.75m * 1.555 \frac{kg}{cm^2} * 1.6 = 195.93 \frac{kg}{cm}$$

$$n = \frac{19}{230} = 0.0826 \frac{\text{barras}}{cm}$$

$$u = \pi * \emptyset = \pi * 1,2 = 3.77 \text{ cm}$$

Con todo ello la tensión tangencial de adherencia que ha de ser absorbida es:

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0.9 * d * n * u} \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{195.93}{0.9 * 29.4 * 0.0826 * 3.77} = 23.78 \frac{kg}{cm^2}$$

La resistencia al cálculo para la adherencia es:

$$\tau_{bd} = 0.95 * \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$$\tau_{bd} = 0.95 * \sqrt[3]{140^2} = 26.10 \frac{kg}{cm^2}$$

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

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

$$23.78 \frac{kg}{cm^2} \leq 26.10 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{cumple!!!!k}$$

**Verificación al Vuelco:**

$$\gamma_{Va} = \frac{N_{Real} * \frac{a_2}{2}}{M_x} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Va} = \frac{102738.9 * \frac{240}{2}}{407.75 * 100} = 302.36 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{N_{Real} * \frac{b_2}{2}}{M_y} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{102738.9 * \frac{240}{2}}{130 - 4.79 * 100} = 94.49 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

**Verificación al Deslizamiento:**

- ✓ Verificación en la dirección “x”

$$\frac{(N + G) \tan \phi_d}{Q} \geq 1.5$$

$$\frac{(N + G) \tan \phi_d}{Q} = \frac{102738.9 \text{ kg} \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 35^\circ\right)}{1158.002}$$

$$38.27 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

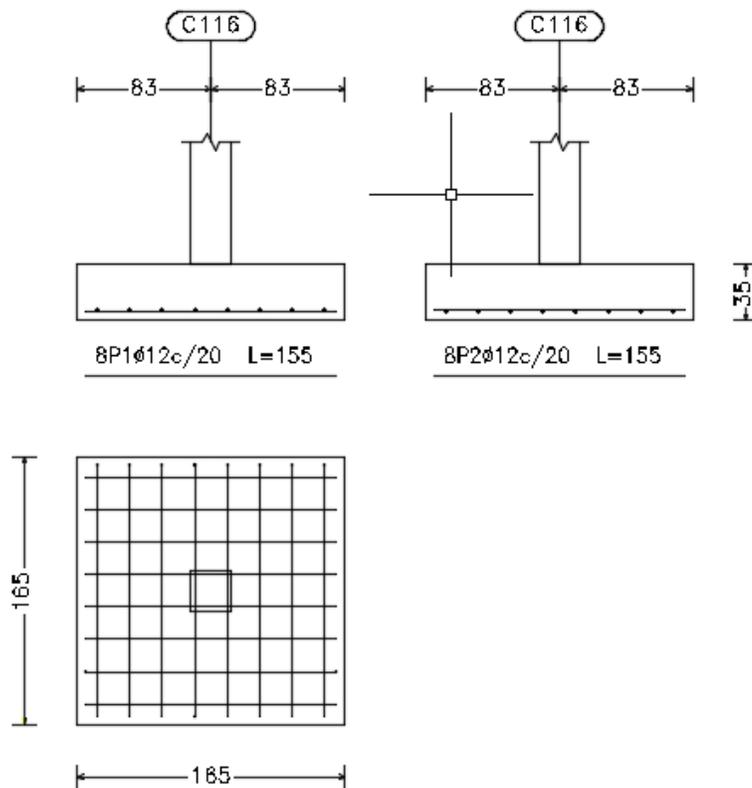
- ✓ Verificación en la dirección “y”

$$\frac{(N + G) \tan \phi_d}{Q} \geq 1.5$$

$$\frac{(N + G) \tan \phi_d}{Q} = \frac{102738.9 \text{ kg} \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 35^\circ\right)}{3376.15}$$

$$13.13 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

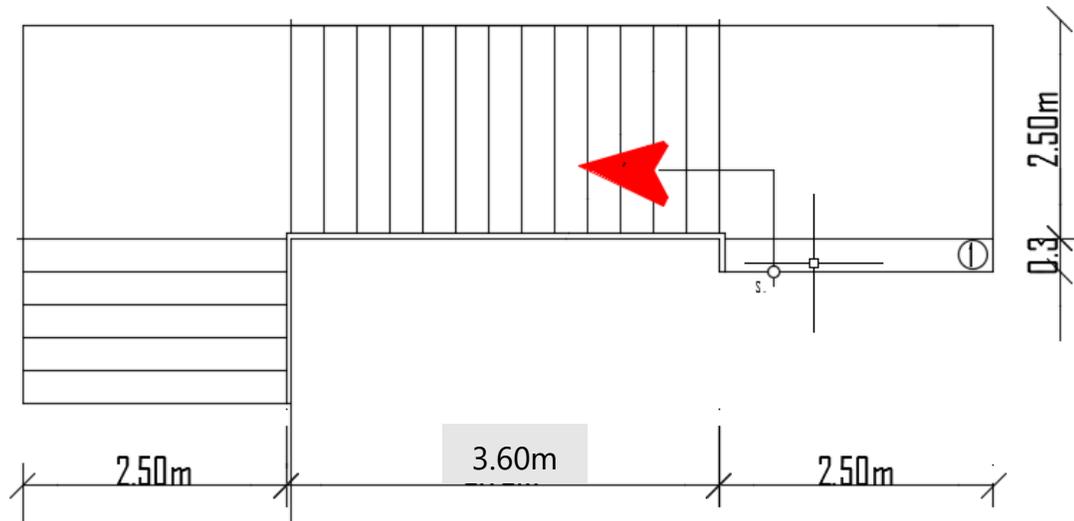
**FIGURA 39 Disposición de la armadura en la zapata 116 C 116**



Fuente: CYPE CAD 2017

### 3.5.5.6. Diseño Estructural de la Escalera

FIGURA 40 vista en planta escalera de tres tramos



FUENTE: Elaboración propia

#### Geometría

Ámbito: 2.50m

Espesor: 0.20 m

Huella (P): 0.30m

Contrahuella (CP): 0.18m

Nº de escalones: 15

#### Cargas

**Peso propio:**  $4.91 \text{ kn/m}^2 = 500.51 \text{ kg/m}^2$

Peldañado:  $2 \text{ kn/m}^2 = 203.87 \text{ kg/m}^2$

Barandillas:  $0.3 \text{ kn/m} = 30.58 \text{ kg/m}$

Acabados:  $1 \text{ kn/m}^2 = 101.94 \text{ kg/m}^2$

Sobrecarga de uso:  $3 \text{ kn/m}^2 = 305.81 \text{ kg/m}^2$

- **Dimensionamiento**

Longitud del Tramo = 3.70 m

$$t = \frac{Ln}{25} = \frac{370cm}{25} = 14.8cm$$

$$t = \frac{Ln}{20} = \frac{370cm}{20} = 18.5 cm$$

Para el cálculo del espesor se toma el espesor constructivo  $t = 20$  cm.

$$\cos\theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} = \frac{30cm}{\sqrt{(30cm)^2 + (18cm)^2}} = 0.8575$$

Altura Inicial

$$h_o = \frac{t}{\cos\theta} = \frac{20cm}{0.8575} = 21.57cm$$

Altura Media

$$h_m = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{CP}{2} = 21.57 + \frac{20cm}{2} = 30.57 cm$$

- **Cargas que actúan en la escalera**

**Sobrecarga de diseño**

Carga Viva:  $CV = SC * a$

$$CV = 305.81 \frac{kg}{m^2} * 3.70m = 1131.50 \frac{kg}{m}$$

**Peso propio del descanso**

Peso Propio:

$$P_p = H_m * \gamma_{H^o} * a = 0.3057m * 2548.42 \frac{kn}{m^3} * 3.70m = 2881.36 \frac{kg}{m}$$

$$q_{losa} = 2548.42 \frac{kg}{m^3} * 0.185m * 2.50m = 1178.64 \frac{kg}{m}$$

Carga del Acabado:

$$q_{acabados} = P_s * a = 101.94 \frac{kg}{m^2} * 3.70 m = 377.18 \frac{kg}{m}$$

Carga de la baranda:

$$q_{barandas} = 30.58 \frac{kg}{m}$$

**Carga Muerta en la Rampa:**

$$CM = P_p + q_{acabados} + q_{barandas}$$

$$CM = 2881.36 \frac{kg}{m} + 377.18 \frac{kg}{m} + 30.58 \frac{kg}{m} = 3289.12 \frac{kg}{m}$$

Análisis de Carga en la Rampa:

$$Q_1 = 1.6 * CV + 1.6 * CM$$

$$Q_1 = 1.6 * 1131.50 \frac{kg}{m} + 1.6 * 3289.12 \frac{kg}{m}$$

$$Q_1 = 7072.99 \frac{kg}{m}$$

**Carga Muerta en el Descanso:**

$$CM = q_{losa} + q_{acabados} + q_{barandas}$$

$$CM = 1178.64 \frac{kg}{m} + 377.18 \frac{kg}{m} + 30.58 \frac{kg}{m} = 1586.40 \frac{kg}{m}$$

Análisis de Carga en el Descanso:

$$Q_2 = 1.6 * CV + 1.6 * CM$$

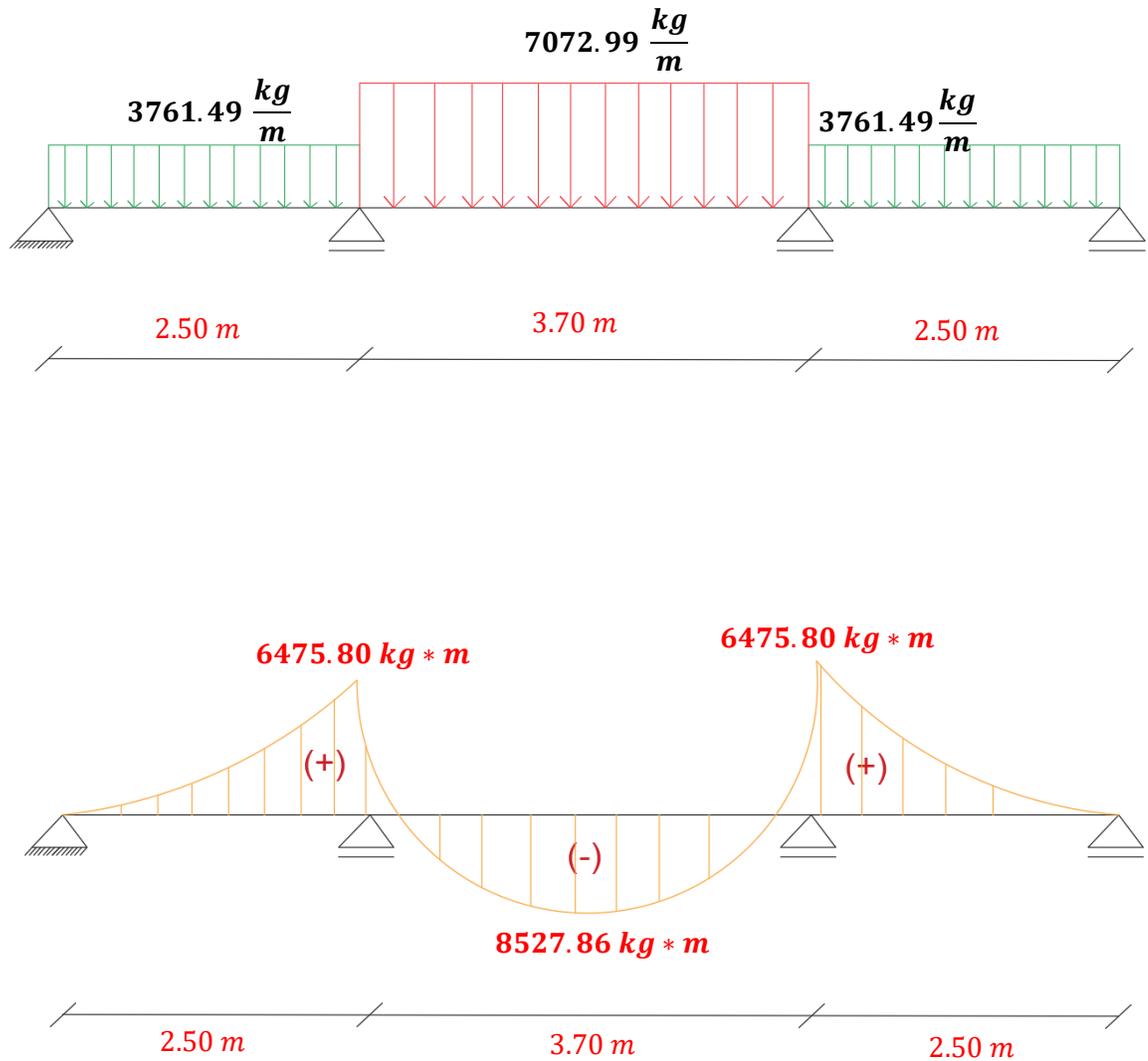
$$Q_2 = 1.6 * 764.53 \frac{kg}{m} + 1.6 * 1586.40 \frac{kg}{m}$$

$$Q_2 = 3761.49 \frac{kg}{m}$$

### Tramo o Sección A-A

Se la analiza como viga simplemente apoyada para obtener el máximo momento positivo.

FIGURA 41 Ilustración de las cargas que actúan sobre la escalera y diagrama de momentos



FUENTE: Elaboración propia

## Diseño Armadura Longitudinal

### Armadura Longitudinal Positiva

- Datos geométricos y características mecánicas de los materiales.

- Base:  $b_w = 250\text{cm}$

-Espesor:  $t = 20\text{ cm}$

- Recubrimiento:  $d' = 3\text{ cm}$

- Peralte:  $d = t - d' = 17\text{ cm}$

- Resistencia de cálculo del hormigón:  $f_{cd} = f_{ck}/1.5 = 140\text{ kg/cm}^2$

- Resistencia de cálculo del acero:  $f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 4347.83\text{ kg/cm}^2$

$$M_d = 6475.80\text{ kg} * m$$

- **Momento reducido de cálculo ( $\mu_d$ ):**

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

$$\mu_d = \frac{[6475.80] * 100}{250 * 15.5^2 * 140} = 0.0640$$

- **Determinación de la cuantía mecánica:**

El valor del momento reducido en el límite de tablas, cuyo valor es:

**Si CA – 50**  $\Rightarrow f_{yk} = 5000\text{ [500 MPa]} \Rightarrow \mu_{lim} = 0.319$  (tabla 4 Anexo 1)

$$\mu_d < \mu_d \text{ lim} \quad \Rightarrow \quad 0.0640 < 0,319 \quad \mathbf{OK!}$$

Como  $\mu_d < \mu_d \text{ lim}$  no necesito armadura a compresión.

Se determina la cuantía mecánica  $w_s$ , de acuerdo a tabla universal para flexión simple o compuesta:

Si  $\mu_d = 0.0640 \rightarrow w_s = 0.06736$

- **Armadura necesaria:**

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

$$A_s = 0.0674 * 250 * 17 * \frac{140}{4347.83} = 9.22 \text{ cm}^2$$

- **Armadura mínima:**

$w_{s_{min}} = 0.0015$  (de tabla 5 Anexo A -1) CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS, de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} * b_w * d = 0.0015 * 250 * 15.5 = 5.81 \text{ cm}^2$$

- **Número de barras y diámetro:**

Como  $A_s > A_{s \text{ mín}}$ , se adopta el mayor, la armadura es de:

$$A_s = 9.22 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = \frac{9.22}{\frac{\pi}{4} * 1^2} = 11.74 \approx 12 \text{ barras}$$

$$12 \phi 10 \text{ mm} \Rightarrow 12 * \frac{\pi}{4} * 1^2 = 9.42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.42 \text{ cm}^2$$

$$9.42 \text{ cm}^2 > 9.22 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene:  $250/12 = 20.83 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$

**Para el momento positivo, se usará: 12Ø10mm c/20cm**

## Armadura Longitudinal Negativa

$$M_{d \text{ negativo}} = 8527.86 \text{ kg} * m$$

- **Momento reducido de cálculo ( $\mu_d$ ):**

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

$$\mu_d = \frac{8527.86 * 100}{250 * 17^2 * 140} = 0.084$$

- **Determinación de la cuantía mecánica:**

El valor del momento reducido en el límite de tablas, cuyo valor es:

$$\text{Si CA - 50} \Rightarrow f_{yk} = 5000 \text{ [500 MPa]} \Rightarrow \mu_{lim} = 0.319 \text{ (tabla 4 Anexo 1)}$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \Rightarrow 0.0894 < 0,319 \quad \mathbf{OK!}$$

Como  $\mu_d < \mu_{d \text{ lim}}$  no necesito armadura a compresión.

Se determina la cuantía mecánica  $w_s$ , de acuerdo a tabla universal para flexión simple o compuesta:

$$\text{Si } \mu_d = \mathbf{0.084} \rightarrow w_s = \mathbf{0.0894}$$

- **Armadura necesaria:**

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

$$A_s = 0.0894 * 250 * 17 * \frac{140}{4347.83} = \mathbf{12.23 \text{ cm}^2}$$

- **Armadura mínima:**

$w_{s \text{ min}} = 0.0015$  (de tabla 5 Anexo 1), de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} * b_w * d = 0.0015 * 250 * 15.5 = 5.81 \text{ cm}^2$$

- **Número de barras y diámetro:**

Como  $A_s > A_{s\text{ mín}}$ , se adopta el mayor, la armadura es de:

$$A_s = 12.23 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = \frac{12.23}{\frac{\pi}{4} * 1.2^2} = 11.02 \approx 12 \text{ barras}$$

$$12\phi 12 \text{ mm} \Rightarrow 12 * \frac{\pi}{4} * 1^2 = 13.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13.56 \text{ cm}^2$$

$$13.56 \text{ cm}^2 > 12.23 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene:  $250/120 = 20.85 \approx 20 \text{ cm}$

**Para el momento negativo, se usará: 12Ø12mm c/20cm**

### **Diseño de la Armadura Transversal**

Se dispondrá solo de  $A_{s\text{ mín}}$  ya que esta solo es requerida para control del agrietamiento por temperatura.

$w_{s\text{ mín}} = 0.0015$  (de tabla 5 Anexo 1), de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s\text{ mín}} = w_{s\text{ mín}} * b_w * d = 0.0015 * 100 * 15.5 = 2.32 \text{ cm}^2$$

- **Número de barras y diámetro:**

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi 8}} = \frac{2.32}{\frac{\pi}{4} * 0.8^2} = 4.61 \approx 5 \text{ barras}$$

$$5\phi 8 \text{ mm} \Rightarrow 5 * \frac{\pi}{4} * 0.8^2 = 2.51 \text{ cm}^2$$

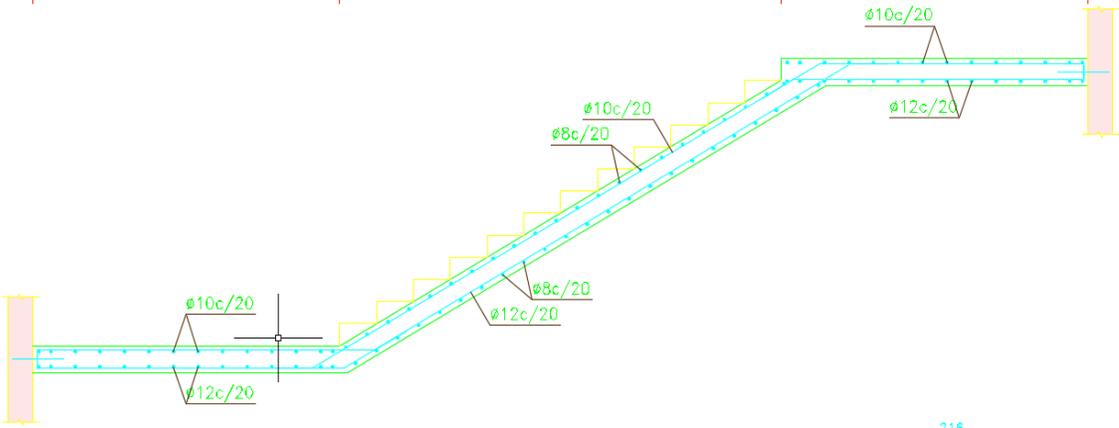
$$A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$2.51 \text{ cm}^2 > 2.32 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene:  $100/5 \approx 20\text{cm}$

**Para la Armadura Transversal, se usará:  $\varnothing 8\text{mm } c/20\text{cm}$**

**FIGURA 42 Disposición de armadura en la grada de hormigón armado**



Fuente: CYPE CAD 2017

### 3.6. Comparación de los resultados de los cálculos manuales con los del programa CYPE CAD

Se procederá al análisis del diseño a mano y de los resultados obtenidos por el programa, los cuales fueron calculados con las mismas solicitaciones y secciones, se aceptan resultados superiores en 5 % a los del CYPECAD.

**TABLA 21** Comparación de resultados del cálculo de la Viga en E.L.U

<b>Flexión positivos</b>			
DESCRIPCIÓN	Cálculo manual	CYPECAD (2017)	% Variación
Dimensiones	0,25 m x 0,50 m		
Área de acero nec.	8.83 cm <sup>2</sup>	8.93 cm <sup>2</sup>	<b>1.12</b>
Armado	4φ16 +1φ12	5φ16	
<b>Flexión negativos (Izquierda)</b>			
DESCRIPCIÓN	Cálculo manual	CYPECAD (2017)	
Dimensiones	0.25m x 0.50m		
Área de acero nec.	7.64 cm <sup>2</sup>	7.52 cm <sup>2</sup>	<b>1.57</b>
Armado	4φ16	4φ16	
<b>Flexión negativos (Derecha)</b>			
DESCRIPCIÓN	Cálculo manual	CYPECAD (2017)	
Dimensiones	0.25 m x 0,50 m		
Área de acero nec.	7.31 cm <sup>2</sup>	7.23cm <sup>2</sup>	<b>1.09</b>
Armado	4φ16	4φ16	
<b>Cortante (Izquierda)</b>			
DESCRIPCIÓN	Cálculo manual (para una pierna)	CYPECAD (2017)	
Dimensiones	0,25 m x 0,50 m		
Área de acero nec.	2.94 cm <sup>2</sup>	2.80 cm <sup>2</sup>	<b>2.76</b>
Armado	Estribos φ8mm c/15 cm	Estribos φ8 c/18 cm	
<b>Cortante (Derecha)</b>			
DESCRIPCIÓN	Cálculo manual (para una pierna)	CYPECAD (2017)	
Dimensiones	0,25 m x 0,50 m		
Área de acero nec.	2.95 cm <sup>2</sup>	2.51 cm <sup>2</sup>	<b>4.34</b>
Armado	Estribos φ8 c/15 cm	Estribos φ8 c/20 cm	

FUENTE: Elaboración propia

**TABLA 22** Comparación de resultados del cálculo de la Columna en E.L.U.

<b>Flexo compresión</b>			
DESCRIPCIÓN	Cálculo manual	CYPECAD (2017)	% Variación
Dimensiones	0,25 m x 0,25 m x 3.3 m		en relacion al mayor
Área de aceros nec.	7.69 cm <sup>2</sup>	7.68cm <sup>2</sup>	<b>0.01</b>
Armado	4φ16	4φ16	
<b>Estribos</b>			
DESCRIPCIÓN	Cálculo manual (CBH-87)	CYPECAD (2014)	
Dimensiones	0,25 m x 0,40 m x 3.3 m		
Área de aceros			<b>0</b>
Armado	φ6 c/20 cm	φ6 c/20 cm	

FUENTE: Elaboración propia

**TABLA 23** Comparación de resultados del cálculo de la Zapata en E.L.U

<b>Flexión lado X e Y</b>			
DESCRIPCIÓN	Cálculo manual (flexión simple, momento reducido)	CYPECAD (2017)	% Variación
Dimensiones	1. 65 m x 1.65 m x 0,35 m		
Área de aceros	10.75 cm <sup>2</sup>	10.72 cm <sup>2</sup>	<b>0.05</b>
Armado	9φ12 c/20cm y 9φ12 c/20cm	9φ12 c/20cm y 9φ12 c/20cm	
<b>Cortante lado X e Y</b>			
DESCRIPCIÓN	Cálculo manual (CBH-87)	CYPECAD (2017)	
Dimensiones	1. 65 m x 1.65 m x 0,35 m		
Área de aceros	No requiere	No requiere	
Armado	No requiere	No requiere	

FUENTE: Elaboración propia

### **3.7. Especificaciones técnicas**

En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago. Véase (Anexo A.6.)

### **3.8. Precios unitarios**

El análisis de precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el (Anexo A.8.)

### **3.9. Presupuesto general de la obra**

El presupuesto general de la obra asciende a los 9.447.972,20Bs, esto implica aproximadamente 1.357.826,32 \$us de construcción, esta cifra corresponde al **diseño convencional**, y no contempla el precio de instalaciones de agua potable, instalaciones sanitarias, instalaciones eléctricas, e instalaciones de gas.

Este costo solo contempla la parte obra gruesa y obra fina del diseño estructural.

El precio por metro cuadrado de construcción es:

$$\underline{\underline{\text{Costo por m}^2 = 370.00 \text{ Dólares/m}^2}}$$

Para más detalle véase los (Anexo A-8)

### **6.10. Cronograma de ejecución de la obra**

Para la ejecución de la obra se realizó un análisis de la ruta crítica mediante el diagrama de GANTT, con un plan de obra preestablecido, obteniéndose un tiempo mínimo para la construcción del proyecto, el cual nos da un tiempo de:

Plazo de ejecución = 640 días calendario
--

Para más detalle véase el (Anexos A.9.)

## CAPÍTULO IV

### 4. APORTE ACADÉMICO

#### 4.1. EFECTO P - DELTA

El análisis P-Delta es una no linealidad geométrica de segundo orden que es particularmente importante para analizar el desplazamiento lateral en los edificios de varios pisos (edificios de gran altura) que experimentan una carga de gravedad.

Como aporte académico se propuso el análisis del efecto P-Delta en la columna de hormigón armado del último nivel que presenta mayor desplazamiento lateral, simulando que nuestra estructura actual de dos niveles se convierte en una estructura de 5, 10, 15, 20 y 25 niveles para fines comparativos.

##### 4.1.1. Análisis no lineal

Una de las hipótesis del análisis estructural de sistemas elásticos lineales es que las deformaciones son finitas, pero suficientemente pequeñas en magnitud para poder establecer el equilibrio de la estructura en la configuración no deformada sin incurrir en errores significativos. Esta suposición es generalmente válida para el estado de servicio de estructuras y, por lo tanto, el análisis de 1er orden es adecuado para determinar la respuesta de la estructura para este nivel de solicitaciones.

Un análisis no lineal es aquel que tiene en cuenta no linealidad mecánica, esto es el comportamiento tenso deformacional de los materiales y la no linealidad geométrica, es decir, la consideración del equilibrio de la estructura en situación deformada (efectos de segundo orden). El comportamiento no lineal lleva intrínseco la invalidez del principio de superposición y, por tanto, el formato de seguridad contemplado en las normativas de diseño no es aplicable en el análisis no lineal.

En las estructuras de hormigón, el comportamiento elástico-lineal difiere en gran medida del observado experimentalmente, especialmente cuando éstas se encuentran bajo niveles elevados de carga. Esto se debe a los fenómenos intrínsecos de los materiales que componen a estas estructuras (e.g. fisuración del hormigón, plastificación del acero, etc.), su interacción y su proceso constructivo.

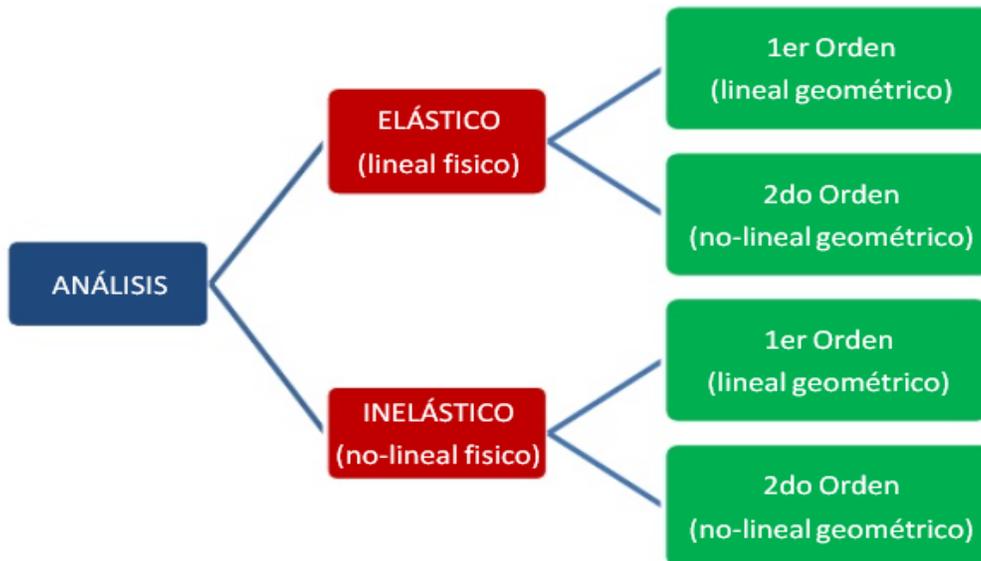
Este tipo de análisis requiere del conocimiento previo completo de la estructura (ej. cuantía de armaduras, geometría, etc.), por lo que se suele utilizar para efectuar comprobaciones posteriores al dimensionamiento. Actualmente existen varias propuestas para el proyecto de estructuras de hormigón en este régimen, algunas la podemos encontrar en normativas internacionales como es el caso del método elástico con redistribución limitada.

La no-linealidad se puede deber solamente a que el material no es lineal y estamos en el caso de NO-LINEALIDAD FÍSICA.

Si en cambio la no-linealidad se debe a que los desplazamientos en la estructura no son pequeños estamos en el caso de NO-LINEALIDAD GEOMÉTRICA.

Veamos los cuatro niveles de análisis que podemos plantear:

**FIGURA 43 Análisis de los niveles Elástico e Inelástico**



**FUENTE:** Elaboración propia

### **Análisis elástico de 1er Orden:**

*“Las deformaciones de sección y los desplazamientos de la estructura son pequeños”*

El más comúnmente utilizado para diseño hoy en día. No considera ninguna de las fuentes de no linealidad de estructuras. Matricialmente lo podemos expresar como la solución al problema.

$$[K].\{u\} = \{f\}$$

### **Análisis elástico de 2do Orden:**

*“Las deformaciones de sección son pequeñas y los desplazamientos de la estructura no son pequeños”*

Considera los efectos de sobre esfuerzos y deformaciones de la estructura provenientes de considerar el equilibrio de ésta en la posición deformada. No incluye los efectos de la no-linealidad del material, pero permite determinar la estabilidad elástica de estructuras sometidas simultáneamente a cargas verticales (gravitacionales) y laterales (sismo). El problema debe plantearse en forma incremental, debido a que el estado actual de la estructura depende de lo que haya pasado anteriormente.

$$[K + K_g].\{u + du\} = \{f\}$$

En donde:

K: Matriz de rigidez elástica de la estructura.

K<sub>g</sub>: Matriz de rigidez geométrica de la estructura.

u: Vector de desplazamientos de la estructura.

du: Incremento de desplazamiento.

f: Vector de fuerzas externas de la estructura

### **Análisis inelástico de 1er Orden:**

*“Las deformaciones de sección no son pequeñas y los desplazamientos de la estructura son pequeños”*

Es el caso del análisis de estructuras en régimen anelástico (cálculo plástico), donde en ciertas zonas o secciones de la estructura se alcanza deformaciones muy importantes que se traducen en la formación de articulaciones plásticas, a pesar de las cuales los desplazamientos de la estructura se mantienen pequeñas y el equilibrio puede seguir siendo analizado sin tenerlos en cuenta. Esta es una NO-LINEALIDAD FÍSICA.

Similarmente al caso anterior, es necesario plantear el problema en términos incrementales de la siguiente forma:

$$[K + K_m] \cdot \{u + du\} = \{f\}$$

En donde:

K: Matriz de rigidez elástica de la estructura.

K<sub>m</sub>: Matriz de reducción plástica de la estructura.

u: Vector de desplazamientos de la estructura.

du: Incremento de desplazamiento.

f: Vector de fuerzas externas de la estructura

### **Análisis inelástico de 2do Orden:**

*“Las deformaciones de sección no son pequeñas y los desplazamientos de la estructura no son pequeños”*

Considera tanto la no linealidad del material como la geométrica. En términos generales, provee la representación más adecuada del comportamiento real de la estructura ante cargas. El problema a resolver se puede representar de la siguiente forma:

$$[K + K_m + K_g].\{u + du\} = \{f\}$$

En donde:

K: Matriz de rigidez elástica de la estructura.

K<sub>m</sub>: Matriz de reducción plástica de la estructura.

K<sub>g</sub>: Matriz de rigidez geométrica de la estructura.

u: Vector de desplazamientos de la estructura.

du: Incremento de desplazamiento.

f: Vector de fuerzas externas de la estructura

#### **4.1.1.1. No linealidad del material**

En todo punto de un sólido de un determinado material existe una relación entre las tensiones y las deformaciones en dicho punto al someter al sólido a un sistema cualesquiera de cargas. Si el sólido recupera su forma inicial al cesar la aplicación de las cargas, se dice que el material tiene un comportamiento elástico. Si además, la relación entre tensiones y deformaciones es lineal, se dice que el material tiene un comportamiento elástico y lineal.

Las tres hipótesis anteriores son necesarias y suficientes para considerar el sólido deformable como elástico y lineal. Además de las tres hipótesis anteriores, en el estudio de la Elasticidad Lineal y de la Resistencia de Materiales, se suponen estas otras hipótesis:

-Principio de Saint-Venant

-El material es homogéneo

-El material es isótropo

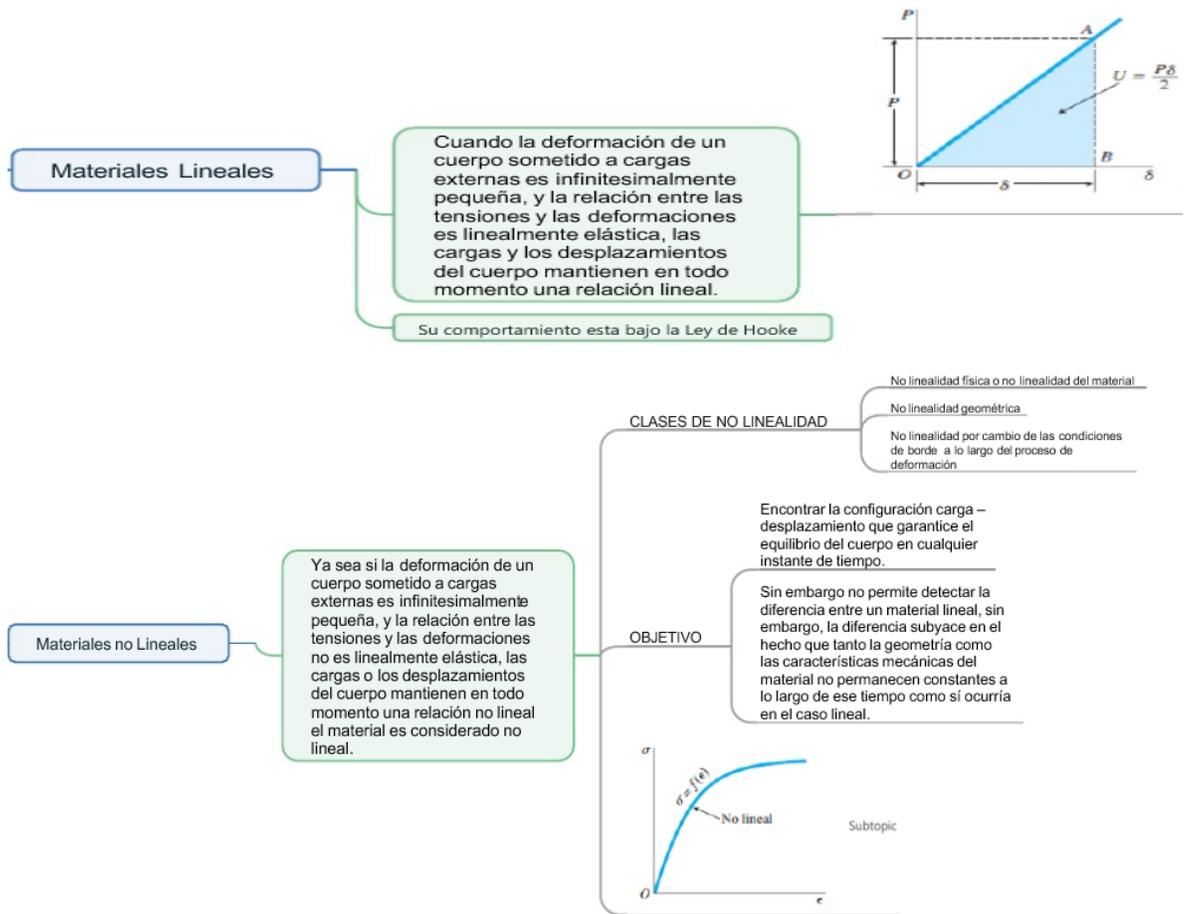
-El problema es estático

-El problema es isotermo

Cuando se consideran ciertos materiales, como por ejemplo el cobre, donde la curva de tensión-deformación no tiene ningún tramo lineal, aparece una dificultad ya que no puede usarse la Ley de Hooke. Para ese tipo de materiales no lineales pueden definirse magnitudes asimilables al módulo de Young de los materiales lineales, ya que la tensión de estiramiento y la deformación obtenida no son directamente proporcionales. Para estos materiales elásticos no-lineales se define algún tipo de módulo de Young aparente. La posibilidad más común para hacer esto es definir el módulo de elasticidad secante medio, como el incremento de esfuerzo aplicado a un material y el cambio correspondiente a la deformación unitaria que experimenta en la dirección de aplicación del esfuerzo. La otra posibilidad es definir el módulo de elasticidad tangente.

La no linealidad del material se presenta cuando la relación constitutiva entre tensiones y deformaciones va cambiando para distintos niveles de carga es decir, no es constante a lo largo del proceso de deformación.

**FIGURA 44 Deformación de los materiales lineales y no lineales**



**FUENTE:** “Tesis doctoral. Estudio de deformaciones instantáneas y diferidas en elementos lineales de hormigón armado”

#### 4.1.1.2. No linealidad geométrica

En muchos problemas de mecánica de sólidos deformables las cargas aplicadas provocan en el sólido unas deformaciones de tal magnitud que no puede aceptarse la hipótesis de que la posición final deformada coincide con la posición inicial. Por lo tanto en este caso no puede emplearse la suposición habitual de plantear las ecuaciones de equilibrio en la posición inicial, descargada, del sólido. La respuesta del sólido es altamente no lineal pues por una parte no se conoce la posición deformada final en la cual plantear las ecuaciones de equilibrio y por otra la presencia de grandes

deformaciones implica el uso de medidas de la deformación adecuadas, que son esencialmente no lineales.

Esta no linealidad asociada a las grandes deformaciones se conoce habitualmente como no linealidad de origen geométrico. A ella se puede añadir en algunos casos la no linealidad debida al comportamiento constitutivo del material, el cual puede ser elástico (lineal o no) o bien no elástico, que siempre es no lineal.

La no Linealidad Geométrica aparece cuando el cuerpo experimenta grandes desplazamientos o deformaciones, que producen cambios significativos en su configuración geométrica al avanzar el proceso de carga, la naturaleza no lineal del fenómeno hace que no pueda calcularse en general la situación deformada final.

#### **4.1.2. Efecto P-Delta**

Una de las hipótesis del análisis estructural de sistemas elásticos lineales es que las deformaciones son finitas, pero suficientemente pequeñas en magnitud para poder establecer el equilibrio de la estructura en la configuración no deformada sin incurrir en errores significativos. Esta suposición es generalmente válida para el estado de servicio de estructuras y, por tanto, el análisis elástico de 1er orden es adecuado para determinar la respuesta de la estructura para este nivel de solicitaciones. Sin embargo, cuando se debe determinar la capacidad de la estructura, ya sea en términos de resistencia (nivel de diseño) o de deformación (niveles de diseño y último), necesariamente tenemos que considerar los efectos de las solicitaciones actuando en la configuración deformada de la estructura. Estos efectos se pueden dividir en dos:

- a) Aumento en los esfuerzos internos de los elementos
  
- b) Aumento en las deformaciones de la estructura

FIGURA 45 Efecto P-delta en porticos

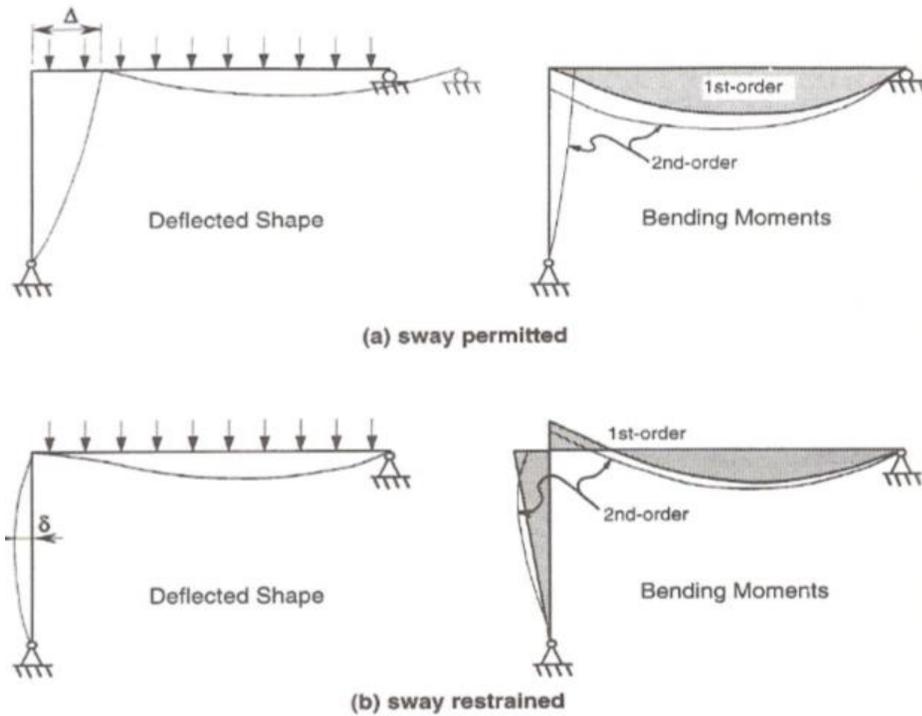


Fig. 16.2 Second-order  $P-\Delta$  and  $P-\delta$  moments.

FUENTE: Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures

Con respecto al aumento de los esfuerzos internos, normalmente se distingue entre dos tipos. Para ilustrar estos efectos vamos a volver al ejemplo:

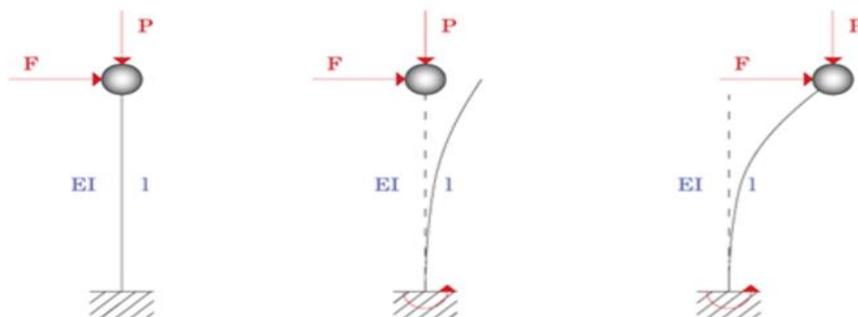
1. El primer aumento proviene del momento adicional causado por las cargas axiales en los extremos del elemento actuando a través de la posición desplazada de estos. Es por eso que este efecto es normalmente llamado  $P-\Delta$ .
2. El segundo efecto tiene que ver con el momento adicional generado en el elemento por el esfuerzo axial actuando a través de la deformación transversal del elemento  $\delta$ . De ahí el nombre comúnmente asociado a este efecto ( $P-\delta$ ).

Cuando se habla en general del efecto de segundo orden sobre los esfuerzos se utiliza normalmente el término “efecto P-delta”. Utilizando nuevamente el ejemplo, vamos a hacer algunas observaciones:

- Los efectos de segundo orden afectan los esfuerzos tanto en columnas como en vigas y conexiones.
- Los momentos de segundo orden no tienen necesariamente la misma distribución que los de primer orden. Por lo tanto, el uso de factores de amplificación para considerar estos efectos debe hacerse con mucho cuidado de las hipótesis consideradas cuando se derivaron estos factores.
- Todos los elementos estructurales están sujetos a ambos tipos de P-delta. En muchos casos un efecto dominará sobre el otro, pero la distinción entre ambos no siempre es tan clara como en el ejemplo considerado.
- Superposición ya no es aplicable. Para considerar los efectos de segundo orden en el análisis es necesario aplicar todas las acciones al mismo tiempo, mayoradas por sus respectivos factores si se está utilizando un método de diseño con factores de carga.

Otra aplicación muy importante del análisis de 2º orden es la determinación de la estabilidad de una estructura sometida a cargas laterales y verticales simultáneamente. Al analizar el límite de estabilidad de una estructura como la de la figura, un análisis de 1er orden diría que la carga crítica que causa inestabilidad de la estructura es la misma para los casos con y sin carga lateral. Sin embargo, al considerar los efectos de 2º orden la carga crítica disminuye.

**FIGURA 46 Efecto P – Delta sobre un sistema de un grado de libertad**



**FUENTE:** “Tesis doctoral. Estudio de deformaciones instantáneas y diferidas en elementos lineales de hormigón armado”

Se debe considerar la amplificación de esfuerzos de primer orden (efectos de segundo orden), tomando en consideración de forma simplificada el efecto debido al desplazamiento horizontal de las plantas a causa de la acción del viento. Frente a la actuación de acciones horizontales, los soportes pierden la verticalidad, con lo cual el esfuerzo normal debido a la carga gravitatoria produce un momento respecto a la base del pilar (efecto P-delta), cuyo resultado es la amplificación de la acción horizontal. Este efecto puede llegar a ser muy importante en el caso de estructuras esbeltas y es conveniente tenerlo en cuenta, en cualquier caso.

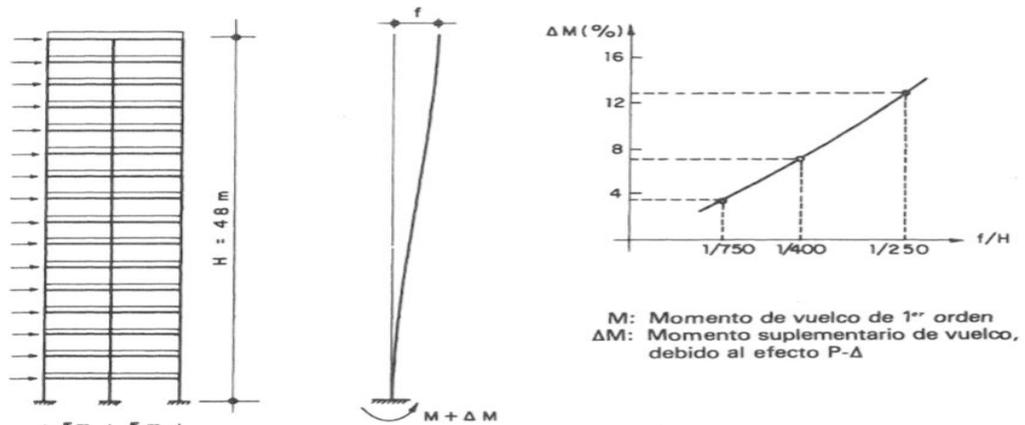
El procedimiento previsto permite amplificar los momentos de primer orden debido a los efectos de segundo orden a partir de los desplazamientos de primer orden de cada planta, pudiendo éstos últimos amplificarse por un coeficiente corrector para tomar en consideración la pérdida de rigidez de los elementos con secciones fisuradas.

La no linealidad geométrica se debe a que los movimientos que se producen en la estructura por la acción de las cargas no pueden despreciarse frente a las dimensiones generales de la misma y en consecuencia no es aceptable la simplificación de considerar el equilibrio sobre la posición inicial sin deformar.

En el análisis de pórticos puede distinguirse dos casos fundamentales de no linealidad geométrica:

- a) La debida a desplazamiento de los nudos, especialmente importante en pórticos traslacionales, en los que el movimiento horizontal de los pisos introduce unos momentos adicionales de vuelco producidos por el desplazamiento de las cargas verticales. Este fenómeno es el denominado efecto P-A (fig. 3). Es un fenómeno de carácter global.

**FIGURA 47 No linealidad geométrica. Efecto P – Delta en porticos**



**FUENTE:** “Tesis doctoral. Estudio de deformaciones instantáneas y diferidas en elementos lineales de hormigón armado”

- b) La debida a la deformación por flexión del eje de los soportes, que también introduce momentos adicionales en los mismos que pueden llegar a provocar fenómenos de inestabilidad o pandeo. Este fenómeno es de carácter local.

#### 4.2. Análisis desplazamientos laterales considerado el efecto P-Delta

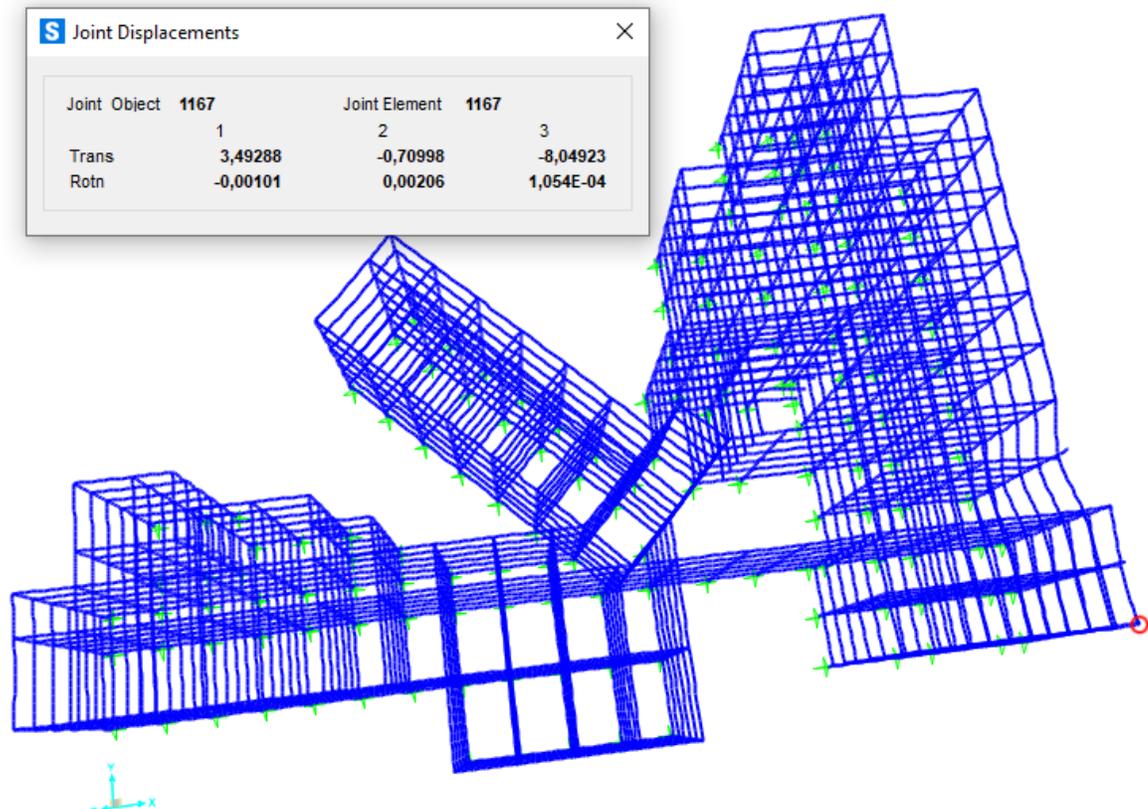
Con ayuda del software de diseño estructural SAP 2000 se pudo obtener el desplazamiento lateral en el nudo de la cabeza de la columna del último nivel que presenta mayor desplazamiento lateral considerando que la estructura es de 2, 5, 10, 15, 20 y 25 pisos. Los resultados de los mismos se expresan en la siguiente tabla:

**TABLA 24 Comparación de desplazamientos con Efecto P- Delta y sin P - Delta**

Nº de pisos	Tipo de desplazamiento	Desplazamiento	% Variación
2	Desplazamiento lateral sin P-Delta	2,30 mm	1,74%
	Desplazamiento lateral con P-Delta	2,34 mm	
5	Desplazamiento lateral sin P-Delta	3,42 mm	2,05%
	Desplazamiento lateral con P-Delta	3,49 mm	
10	Desplazamiento lateral sin P-Delta	6,72 mm	4,17%
	Desplazamiento lateral con P-Delta	7,00 mm	
15	Desplazamiento lateral sin P-Delta	13,16 mm	7,35%
	Desplazamiento lateral con P-Delta	14,02 mm	
20	Desplazamiento lateral sin P-Delta	23,31 mm	9,14%
	Desplazamiento lateral con P-Delta	25,44 mm	
25	Desplazamiento lateral sin P-Delta	37,49 mm	14,43%
	Desplazamiento lateral con P-Delta	42,90 mm	

FUENTE: Elaboración propia

**FIGURA 48 Simulación de la estructura considerando Efecto P - Delta a 25 pisos**



FUENTE: SAP 2000

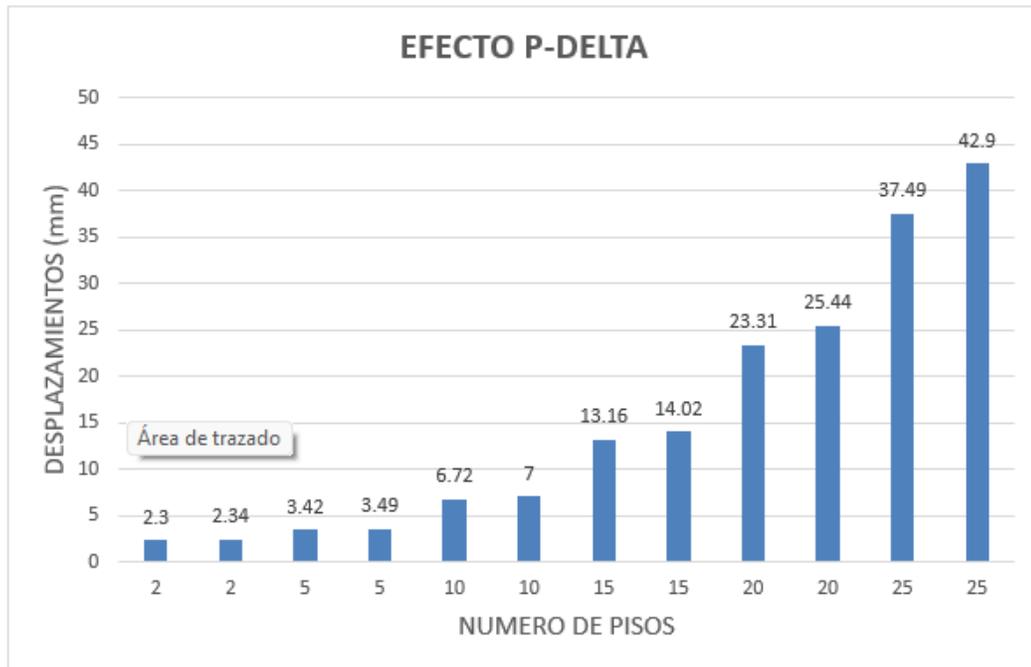
**TABLA 25 Comparación de momentos flectores, considerando P – Delta y sin P - Delta**

<b>N° de pisos</b>	<b>Viga más solicitada</b>	<b>M flector</b>	<b>% Variación</b>
2	Momento sin P-Delta	3,987 tn.m	0,050%
	Momento con P-Delta	3,989 tn.m	
5	Momento sin P-Delta	4,102 tn.m	0,073%
	Momento con P-Delta	4,105 tn.m	
10	Momento sin P-Delta	4,176 tn.m	0,096%
	Momento con P-Delta	4,180 tn.m	
15	Momento sin P-Delta	4,157 tn.m	0,120%
	Momento con P-Delta	4,162 tn.m	
20	Momento sin P-Delta	4,118 tn.m	0,146%
	Momento con P-Delta	4,124 tn.m	
25	Momento sin P-Delta	4,082 tn.m	0,171%
	Momento con P-Delta	4,089 tn.m	

**FUENTE:** Elaboración propia

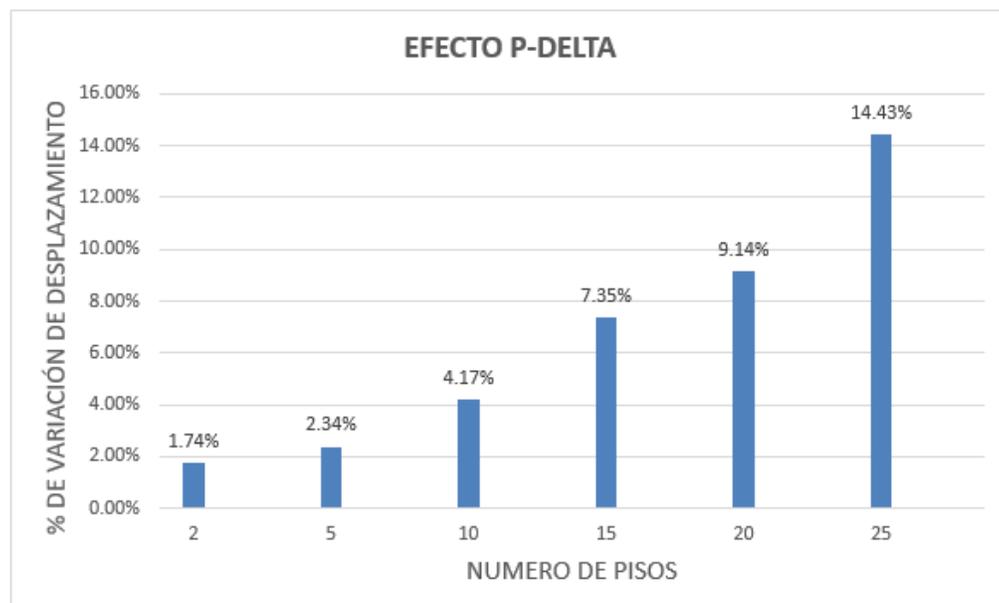
### 4.3. Análisis de resultados

GRAFICO 1 Desplazamientos laterales vs número de pisos



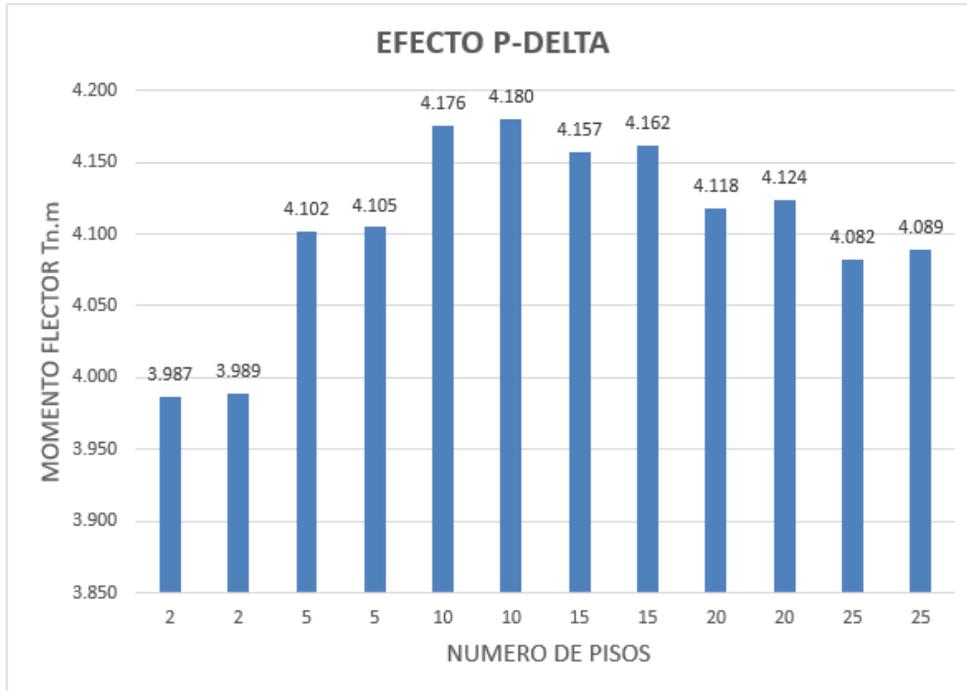
FUENTE: Elaboración propia

GRAFICO 2 Porcentaje de variación de los desplazamientos a diferente número de pisos



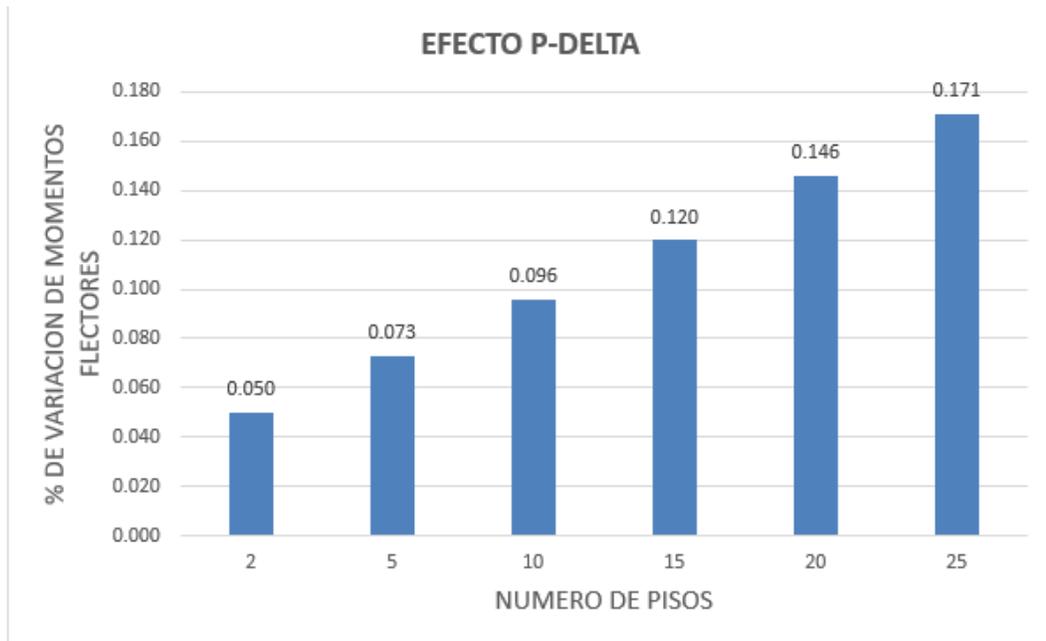
FUENTE: Elaboración propia

**GRAFICO 3 Momentos flectores Vs número de pisos**



FUENTE: Elaboración propia

**GRAFICO 4 Variación de momentos flectores a diferentes números de pisos**



FUENTE: Elaboración propia

#### 4.4. Conclusiones del Aporte Académico

- *Del análisis realizado se puede concluir que el desplazamiento  $\Delta$  hasta el décimo piso no presenta diferencias significativas tanto en el análisis lineal como en el análisis no lineal por lo que se puede concluir que para edificios de similares características al diseñado en el presente trabajo se puede despreciar el efecto P-Delta hasta en edificios de 10 pisos.*
- *Los edificios a partir de los 11 pisos en adelante deben considerar el efecto P-Delta en el diseño ya que la diferencia entre el análisis lineal y el análisis no lineal es significativa presentando un porcentaje de variación entre el 5 al 15 % lo cual genera mayores desplazamientos y esfuerzos en la estructura los cuales deben de tomarse en cuenta en el diseño de la estructura.*
- *Del análisis comparativo en la entre los momentos flectores en la viga más solicitada sin tomar en cuenta el efecto P-Delta vs los momentos flectores con el efecto P-Delta se puede concluir que si existe un incremento en los momentos flectores positivos con el efecto P-Delta tal cual como lo establece la teoría, pudiéndose verificar que este incremento es bastante pequeño menor al 1%.*
- *El estudio de estructuras hormigón armado en el régimen no lineal permitirá completar las normativas vigentes en una serie de campos en los que se considere la necesidad o conveniencia de proceder a un análisis más avanzado que el lineal habitual, teniendo en cuenta, por ejemplo, la redistribución de esfuerzos en los elementos a flexión —losas y vigas— y los efectos de segundo orden en las estructuras y elementos comprimidos. Para ello se deben desarrollar métodos de cálculo de carácter muy general y métodos simplificados de más fácil aplicación, delimitando los campos de validez respectivos.*

- *Prácticamente todos los códigos de diseño, como el ACI 318 y el AISC-LRFD, especifican que el efecto P-Delta se incluya en los análisis estructurales para tomar en cuenta las fuerzas más reales en los miembros, siendo el mismo más notorio en estructuras de edificios altos donde las grandes magnitudes de fuerzas verticales o de gravedad generan grandes desplazamientos laterales siendo este último criterio la contribución del presente aporte.*

## CAPÍTULO V

### 5.1. CONCLUSIONES

- De acuerdo a la propuesta los objetivos generales y específicos del proyecto se cumplieron, se comprendió lo complejo que puede llegar a ser la toma de decisiones, ya que se debe basar en lo económico, eficiencia, seguridad y estética; para lo cual se debe analizar y optimizar la estructura de la mejor forma posible dentro del campo de la ingeniería.
- El proyecto está completo en la parte de la ingeniería, y listo para incorporar los capítulos del estudio socioeconómico y la evaluación de factibilidad, para luego ser ejecutado.
- Se ha podido comprobar que existe variaciones menores al 4% entre el armado determinado de forma manual y el obtenido por el programa CYPECAD, pero siempre en favor de la seguridad de la estructura.
- Se ha podido determinar a través del aporte académico que el desplazamiento  $\Delta$  hasta el décimo piso no presenta diferencias significativas tanto en el análisis lineal como en el análisis no lineal por lo que se puede concluir que para edificios de similares características al diseñado en el presente trabajo se puede despreciar el efecto P-Delta hasta en edificios de 10 pisos.
- Del análisis comparativo en la entre los momentos flectores en la viga más solicitada sin tomar en cuenta el efecto P-Delta vs los momentos flectores con el efecto P-Delta se puede concluir que si existe un incremento en los momentos flectores positivos con el efecto P-Delta tal cual como lo establece la teoría.
- El presupuesto general de la obra asciende a 9.447.972,20 Bs. esto implica aproximadamente 1.357.826,32 \$us americanos, sin tomar en cuenta ningún tipo de instalación.
- El cronograma de ejecución fue elaborado con la ayuda del software Microsoft Project, dando un total de 64 días calendario de ejecución.

## 5.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar un nuevo estudio de suelos más detallado a la hora del emplazamiento del proyecto. Ya que en el mismo se realizó el ensayo de suelo en 3 pozos, siendo lo aconsejable realizar el estudio a diferentes profundidades en cada pozo para poder garantizar que la resistencia del suelo utilizada en el diseño se encuentra a favor de la seguridad y de que no existe un cambio sustancial de estratos de suelo.
- Se recomienda hacer uso de mano de obra calificada en la construcción de la cubierta de la infraestructura.
- Para el armado de vigas se recomienda disponer los estribos de acuerdo a la distribución de las viguetas pretensadas de la losa alivianada, para no tener percances con los estribos de la viga una vez vaciada la misma.
- Para lograr la resistencia del hormigón requerida en diseño se recomienda hormigonar con hormigones premezclados ya que se tiene una cierta garantía y además se ahorra tiempo y dinero. Utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones técnicas.
- Se recomienda cumplir con todos los puntos estipulados en la norma y especificaciones técnicas para la construcción, garantizando así la calidad y seguridad del edificio.
- Al realizar el diseño de las estructuras de hormigón armado como es el caso de las vigas, columnas, zapatas y losas. Se recomienda cumplir con los recubrimientos mínimos que indica la Norma Boliviana del Hormigón Armado, para evitar la posible oxidación de la armadura que pueda disminuir considerablemente su resistencia.
- Si el proyecto no es ejecutado actualmente, modificar los precios unitarios, por la actualización de los precios de materiales de construcción