

## **CAPITULO I**

### **1. ANTECEDENTES**

#### **1.1. Problema**

El problema fundamental es la falta de infraestructura para el ámbito de la educación ya que, en la actualidad, la ciudad de Tarija ha tenido un crecimiento acelerado de su población, al igual que el aumento de niños y jóvenes que asisten a colegios para adquirir el derecho a la educación. Tal es el caso del barrio Santa FE y barrios colindantes, no cuenta con una unidad educativa, es por ello que los estudiantes deben asistir a colegios que se encuentran lejanos a la zona, además que no tienen las aulas suficientes que brinden comodidad a los mismos.

Otro de los problemas es la falta de comodidad ya que se tiene que recorrer una distancia considerable los niños y jóvenes para asistir al colegio y también la inseguridad que se presenta durante el trayecto, por otro lado, se ve la necesidad de implementar un proyecto en beneficio de la educación para la población en edad escolar.

##### **1.1.1. Planteamiento del problema**

El colegio Oscar Zamora es una de las unidades educativas más cercanas al barrio Santa Fe y barrios colindantes, asisten en su gran mayoría niños y jóvenes por lo que el colegio tiene un número determinado número de estudiantes y esto hace que se haga difícil al momento poder inscribir en dicha unidad educativa, por lo que se tiene en la obligación de buscar otras unidades educativas.

También a la hora de asistir a otras unidades educativas se les hace difícil asistir ya que tienen recorrer largas distancias y lidiar con el congestionamiento vehicular y buscan medios para poder trasladarse a dicha unidad educativa.

De mantenerse la situación actual, los estudiantes de la zona que no cuentan con los recursos suficientes para asistir a colegios lejanos.

Por lo se plantea como solución la construcción de un colegio, que pueda brindar educación a niños y jóvenes del barrio Santa Fe y barrios colindantes.

### **1.1.2. Formulación**

Haciendo un análisis a los diferentes problemas que se mencionaron anteriormente, se formularon a las siguientes alternativas de solución:

- ✓ Ampliación de aulas en colegios de otras zonas.
- ✓ Provisión de buses de manera que los estudiantes asistan a colegios de zonas lejanas.
- ✓ Construir una nueva infraestructura (Colegio Técnico)

Realizando un análisis a las diferentes alternativas se optó por la construcción de una nueva infraestructura denominado “Colegio Técnico Humanístico Santa fe”

Lo cual se realizará el cálculo estructural del **Colegio Técnico Humanístico Santa Fe**.

### **1.1.3. Sistematización**

Para realizar el diseño estructural del “**Colegio Técnico Humanístico Santa Fe**”, se analizaron los siguientes planteamientos estructurales:

- Estructura de Cimentación con zapatas aisladas de H°A°.
- Estructura de sustentación: una estructura porticada de H°A°.
- Estructura de sustentación para separación de niveles con losa alivianada.
- Estructura de sustentación para la cubierta de losa alivianada y casetonada.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. General**

Realizar el Diseño Estructural del “**Colegio Técnico Humanístico Santa Fe**” de la Ciudad de Tarija aplicando los criterios y lineamientos establecidos por la norma Boliviana CBH-87.

### **1.2.2. Específicos**

- Realizar el estudio topográfico del lugar de emplazamiento de la infraestructura del colegio para identificar los desniveles del terreno.

- Realizar la verificación de los resultados del estudio de suelos, la capacidad portante del suelo el cual se va a realizar la construcción y fundación de la estructura.
- Emplear la Norma Boliviana CBH-87 dentro de software de cálculo estructural y la optimización de diseño, además de verificar los elementos estructurales más solicitados de acuerdo a la idealización de la estructura.
- Realizar los cálculos métricos, precios unitarios y presupuesto general del colegio técnico para determinar el costo de la obra gruesa (estructura de sustentación) sin contemplar obra fina ni instalaciones.
- Elaborar un plan de ejecución de la obra y el cronograma de trabajo de proyecto y estimar el tiempo de ejecución del mismo.

### **1.3. Justificación**

Las razones por las cuales se plantea el Proyecto de Ingeniería Civil son las siguientes:

#### **1.3.1. Académica**

El desarrollo del siguiente “Proyecto de Grado” tiene como fin cumplir con los requisitos para el proceso de titulación, para ello se deberá estar en condición de diseñar y emprender un proyecto de investigación, aplicando los conocimientos académicos adquiridos con las materias cursadas y los elementos conceptuales y técnicos obtenidos con el estudio, acerca del diseño de estructuras desarrollando el criterio apropiado.

#### **1.3.2. Técnica**

A medida que pasa el tiempo, las metodologías de construcción avanzan de manera muy significativa, es por ello que se hace indispensable el uso de las normas, métodos de análisis y herramientas computacionales actualizadas.

- ✓ Se usará el programa CYPECAD para el diseño y cálculo de estructuras de Hormigón Armado, verificando sus resultados con el cálculo manual, realizando la respectiva verificación de los resultados para garantizar la estabilidad de la estructura, asimismo creando planillas auxiliares que faciliten la realización de los cálculos.

- ✓ El diseño estructural manual para las cimentaciones, columnas, vigas, gradas y losas se realizarán bajo la norma CBH-87.
- ✓ Se hará uso de las normas vigentes que proporcionan estudios detallados sobre los materiales que intervienen en la construcción, de modo que brindan mayor información sobre sus características, lo cual permite efectuar un cálculo más preciso y exacto.
- ✓ En el estudio de suelos se realizará bajo las normas (S.U.C.S), como también por la (A.A.S.H.T.O).

### **1.3.3. Social**

El diseño estructural del proyecto será entregado al Presidente de barrio Santa Fe, el cual posteriormente el cual junto a los barrios colindantes tendrá la posibilidad de realizar gestiones para llevarlo a cabo. El mismo será de gran beneficio a las personas del barrio Santa Fe, distrito 7 en la Ciudad de Tarija, ya que está ubicado en una zona lejana al centro de la ciudad, satisfaciendo las necesidades en el tema de educación técnica y humanística, brindando ambientes cómodos y adecuados a los estudiantes que habitan en la zona.

El colegio permitirá el acceso a la educación de la niñez y juventud para la formación de personas con aptitudes intelectuales.

El colegio contará con aulas tanto para primaria como secundaria, también con aulas técnicas, laboratorios, portería, cancha, salas,

## **1.4. Marco de Referencia**

### **1.4.1. Espacial**

El presente proyecto es elaborado en base a una necesidad actual, que lleva al Diseño Estructural del Colegio Técnico Humanístico que estará ubicado en el barrio Santa Fe, distrito 7, provincia Cercado; del departamento de Tarija.

La provincia Cercado está ubicada el centro-oeste del departamento, limita al noroeste con Méndez, al este con Burdet O'Connor, al sur con Arce y al suroeste con Avilés. Su capital es Tarija, que también lo es de todo el departamento.

**Figura N° 1.1 Mapa de la Provincia Cercado**



*Fuente: Internet (www.educa.com.bo)*

**Figura N° 1.2 Imagen Satelital del emplazamiento del Proyecto en el Barrio Santa Fe**



*Fuente: Google Earth*

### 1.4.2. Información socioeconómica relativa al proyecto

#### Población:

La población de la Ciudad de Tarija, de acuerdo al censo del Instituto Nacional de Estadísticas, es de 205.375 habitantes de los cuales 179.561 son habitantes del área urbana y 25.814 habitantes del área rural, como se indica en el cuadro adjunto.

**Tabla N° 1.1 Habitantes en la ciudad de Tarija, Censo 2012**

Provincia y Municipio	Total	Urbana	Rural
Cercado	205.375	179.561	25.814
Tarija	205.375	179.561	25.814

*Fuente: Instituto Nacional de Estadísticas*

La ciudad de Tarija se divide en distritos. Así la zona beneficiada con este proyecto es el Barrio Santa Fe, además de zonas cercanas; ésta se encuentra dentro del distrito 7 que de acuerdo al censo tiene una población de 1412 personas, de las cuales 518 habitantes son mayores de 18 años de edad, tal como se detalla en el cuadro siguiente:

**Tabla N° 1.2 Habitantes Distrito 7 de la Ciudad de Tarija, Censo 2012**

Distrito 7	Personas	Personas mayores de 18 años
Campesino	626	416
12 de Octubre	1654	1072
3 de Mayo	3350	2051
4 de Julio	1965	1344
19 de Marzo	188	103
20 de Enero	449	255
101 familias	887	532
Defensores del Chaco	3271	2187
IV Centenario	2746	1870
Las Pascuas	1240	754
Los Chapacos	1834	1188
María de los Ángeles	343	211
Santa Fe y otros	1412	518
Total	19965	12501

*Fuente: Instituto Nacional de Estadísticas*

**Extensión:**

El área verde del barrio Santa Fe está ubicado sobre una vía de segundo orden, con una superficie aproximada de 16488 m<sup>2</sup>, de los cuales solo se intervendrán un porcentaje del sitio dejando el resto de espacio para esparcimiento, una futura ampliación modular u otro propósito futuro.

**1.4.3. Servicios básicos existentes**

Los servicios básicos son de vital importancia. Los servicios con que debe contar la población son el agua potable, energía eléctrica, salud, educación y otros. Sin embargo, no todos los barrios son atendidos por el gobierno municipal, debido a muchos factores tales como la falta de recursos financieros, descuido de las autoridades, entre otros. En este apartado el área de influencia del proyecto cuenta con los servicios anteriormente citados.

- ✓ Servicios de Agua Potable
- ✓ Servicios de Electricidad
- ✓ Telefonía y servicio de Internet.

**1.4.4. Temporal**

El diseño final del proyecto a llevarse a cabo tiene estimado una vida útil de 30 años como mínimo. Está diseñado para una proyección futura, tomando en cuenta el crecimiento poblacional; además de garantizar una estructura estable de acuerdo a los materiales que se emplearán para su ejecución.

**1.5. Alcance**

El proyecto contempla el “Diseño Estructural del Colegio Técnico Humanístico Santa Fe” en la ciudad de Tarija, en el cual se desarrolla lo siguiente:

- Estudio de suelos.
- Topografía.
- Idealización de estructura.
- Cálculos estructurales.
- Verificación de sus elementos.

Al tratarse de un diseño estructural, el contenido del informe final contempla:

- Antecedentes.
- Marco teórico.
- Ingeniería del proyecto.
- Aporte académico.
- Conclusiones y recomendaciones.
- Bibliografía.
- Anexos (planos estructurales).

Cabe aclarar que dentro de las restricciones se tiene las siguientes:

- No se diseñan redes de servicio (agua potable, red eléctrica y alcantarillado).
- En consecuencia, el presupuesto no contempla estos ítems.

### **1.5.1 Aporte Académico**

Se realizará el diseño de la losa reticular según la Norma Boliviana CBH-87 y la comparación económica y técnica entre la losa alivianada vs losa reticular.



## CAPÍTULO II

### 2. MARCO TEÓRICO

#### 2.1. Levantamiento Topográfico

El levantamiento topográfico consiste en llevar a cabo la descripción de un terreno en concreto. Mediante el levantamiento topográfico, se realiza un escrutinio de una superficie, incluyendo tanto las características naturales de esa superficie como las que haya hecho el ser humano.

Con los datos obtenidos en un levantamiento topográfico se pueden trazar mapas o planos en los que aparte de las características mencionadas anteriormente, también se describen las diferencias de altura de los relieves o de los elementos mediante las curvas de nivel, que se encuentran en el lugar donde se realiza el levantamiento.

En términos generales, el trabajo topográfico se puede dividir en tres grandes partes:

**Trabajo de campo.** - Antes de realizarlo se debe analizar el objetivo del trabajo, y en función de distintas consideraciones tomar una decisión, seleccionando el método del levantamiento, el instrumental más adecuado, etc. La realización de las mediciones y el registro de los datos en forma comprensible, rutinaria y estandarizada constituyen el trabajo de campo. El trabajo de campo, además de la clásica libreta de campo con apuntes manuales y croquis, actualmente se ve sustituida por un colector de datos digital.

**Trabajo de gabinete.** - Comprende la elaboración de cálculos con base en los datos registrados en la libreta de campo o más modernamente en la colectora digital externa o en el microprocesador interno del instrumento. En efecto, los datos registrados en la libreta de campo, son procesados en hojas de cálculo, como Excel, para obtener coordenadas totales de los puntos relevados. También incluye la representación gráfica de los datos para obtener un plano, un gráfico, o para transferir los datos a un formato digital y procesar la información en un sistema CAD (Diseño Asistido por Computadora). (Medina, 2019)

## **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. (M. Das, Fundamento de Ingeniería de Cimentaciones, 2007)

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, se deben estudiar las propiedades del suelo, tales como origen, distribución granulométrica, capacidad para drenar agua, compresibilidad, resistencia cortante, capacidad de carga, y otras más. (M. Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2007)

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

### **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 del análisis granulométrico con el hidrómetro.

### **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 porcentaje acumulado de suelo que pasa a través de cada malla es determinado. Este porcentaje es generalmente denominado el "porcentaje que pasa".

El Cuadro siguiente contiene una lista de los números de mallas más usadas en Estados Unidos y que se utilizan en nuestro medio y el correspondiente tamaño de sus aberturas; estas mallas se emplean comúnmente para el análisis de suelos con fines de clasificación.

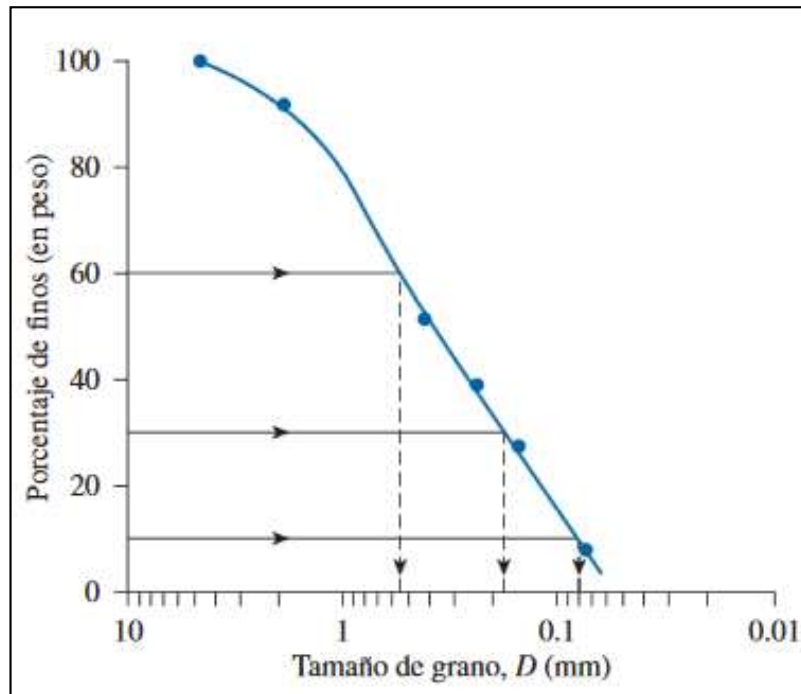
**Tabla N° 2. 1 Tamaños de Tamices U.S. Estándar**

<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 de "Braja M. Das".*

El porcentaje que pasa por cada malla, determinado por un análisis granulométrico por mallas, se grafica sobre papel semilogarítmico. 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 N° 2.1 Granulometría de un suelo de grano Grueso obtenida por un análisis granulométrico por mallas**



*Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones de “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. (M. Das, Principio de Ingeniería de Cimentaciones , 2001)

### **Límites de Tamaños para Suelos:**

Independientemente del origen del suelo, los tamaños de las partículas, 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 2.2 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 que 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.

El Cuadro 2.2 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). (M. Das, Principio de Ingeniería de Cimentaciones , 2001)

**Tabla N° 2.2 Límites de Tamaño de Suelos Separados**

Sistema de Clasificación	Tamaño del Grano (mm)
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

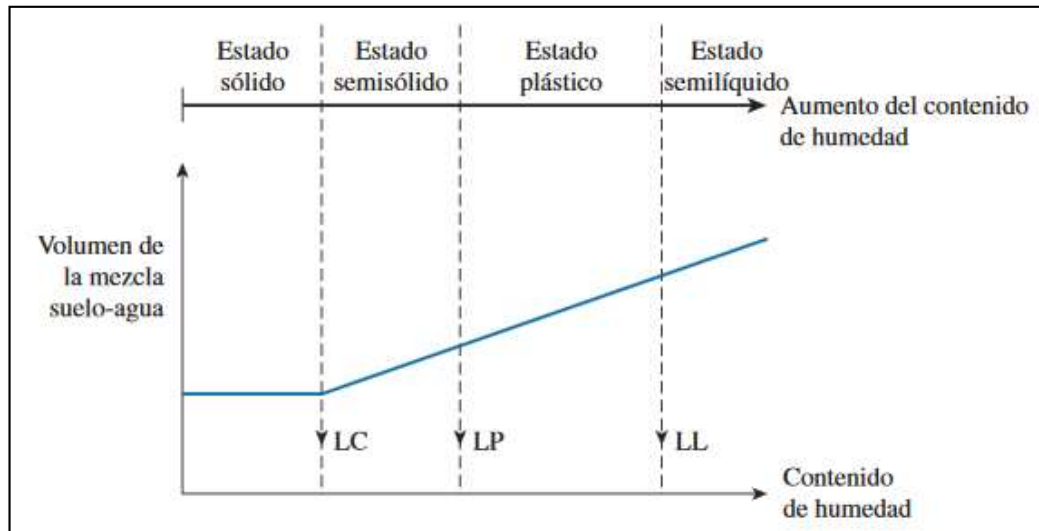
*Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones de “Braja M. Das”.*

**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 variables de agua. 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. (M. Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2007)

Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, éste 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. El contenido de agua, en porcentaje, en el que la transición de estado sólido a semisólido tiene lugar, se define como el Límite de Contracción (LC). El contenido de agua en el punto de transición de estado semisólido a plástico es el Límite Plástico (LP), y de estado plástico a líquido es el Límite Líquido (LL). Estos límites se conocen también como Límites de Atterberg.

**Figura N° 2.2 Definición de los Límites de Atterberg**



*Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones de "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 el 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:

$$IP = LL - LP$$

(M. Das, Principio de Ingeniería de Cimentaciones , 2001)

### **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 la clasificación de las capas de carreteras. No se usa en la construcción de cimentaciones. (M. Das, Principio de Ingeniería de Cimentaciones , 2001)

### **2.2.1. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)**

En esta práctica se desarrollará el método comúnmente utilizado en el proceso de exploración de obras verticales, el cual se denomina Ensayo de Penetración Estándar (SPT). Mediante este ensayo se obtiene el número de golpes por pie de penetración (N), con el cual se puede determinar la capacidad portante admisible del suelo a distintas profundidades.

El método permite obtener muestras alteradas en forma continua, las cuales se trasladan al laboratorio para efectuarle los ensayos básicos de clasificación, con lo cual se puede definir la secuencia estratigráfica del sitio en estudio.

Consiste en contar el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63'5 kilopondios y 76 centímetros respectivamente.

Una vez que en la perforación del sondeo se ha alcanzado la profundidad a la que se ha de realizar la prueba, sin avanzar la entubación y limpio el fondo del sondeo, se desciende la toma muestras SPT unido al varillaje hasta apoyarlo suavemente en el fondo. Realizada esta operación, se eleva repetidamente la masa con una frecuencia



Constante, dejándola caer libremente sobre una sufridera que se coloca en la zona superior del varillaje.

Los resultados de las pruebas realizadas en laboratorio muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa; la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento del tipo de suelo. (Torrijo Echarri & Franchi Vaca, 2020)

**Presión admisible:**

Terzaghi y Peck han dado los valores de capacidad portante en función de N; incluso han dibujado los ábacos que dan directamente la presión admisible con un coeficiente de seguridad 3 en zapatas empotradas o superficiales. En medios cohesivos, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y con su resistencia a compresión simple medida en Laboratorio sobre una muestra inalterada. (Villalaz, 2005)

A continuación, la tabla precisa estas relaciones:

**Tabla 2.1 Relación de Resistencia para las Arcillas**

N	Consistencia de la Arcilla	Resistencia a Compresión Simple kg/cm <sup>2</sup>
2	Muy Blanda	0,25
2 - 4	Blanda	0,25 - 0,50
3 - 8	Media	0,5 – 1
8 - 15	Compacta	1 – 2
15 - 30	Muy Compacta	2 – 4
30	Dura	> 4

*Fuente: Mecánica de suelos y Cimentaciones “Crespo Villalaz” Pág. 175*

Los mismos autores proponen para las arenas las relaciones que se indican:

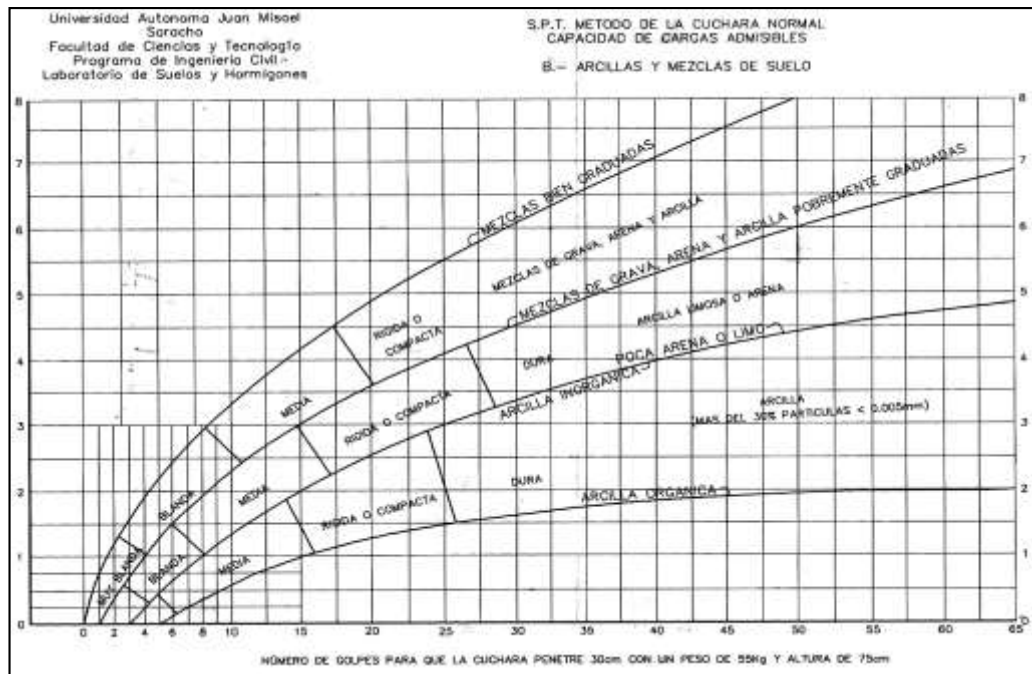
**Tabla 2.2 Relación de Resistencia para las Arenas**

N	Compacidad de la Arena
0 – 4	Muy Suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Medianamente Compacta
30 – 50	Densa
Más de 50	Muy Densa

*Fuente: Mecánica de suelos y Cimentaciones “Crespo Villalaz” Pág. 175*

Teniendo la información del tipo de suelo y el número de golpes obtenidos del ensayo SPT se utiliza la Tabla 2.1 o Tabla 2.2<sup>(+)</sup>. Según el tipo de suelo al que corresponda, se obtiene la capacidad portante del suelo de fundación.

**Figura N° 2.3 Capacidad portante para arcillas y mezclas de suelo.**



*Fuente: Laboratorio de Mecánica de suelos U.A.J.M.S*

### **2.3. Diseño Arquitectónico**

El diseño arquitectónico tiene como fin un objetivo, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto en lo estético, como en lo tecnológico. Presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos de arquitectura. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico y la construcción. La responsabilidad de la Arquitectura corresponde a un arquitecto competente. El diseño arquitectónico influye en el planteo estructural.

Mediante el diseño arquitectónico se planifica lo que será finalmente el edificio construido con todos los detalles, imagen de estética, sus sistemas estructurales y todos los demás sistemas que componen la obra.

El diseño arquitectónico debe ser apropiado al emplear la tecnología en los sistemas estructurales, buscar la eficiencia y la productividad, permitir la accesibilidad a todos los segmentos sociales. (Plazola, 1992)

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

Para un cálculo con relativa sencillez y exactitud en las diferentes partes de una estructura, es necesario representar la estructura de una manera sencilla de análisis. Así, los componentes estructurales tienen ancho y espesor. Además, las fuerzas concentradas rara vez actúan en un punto aislado; generalmente se distribuyen sobre áreas pequeñas. Sin embargo, si estas características se consideran con detalle, el análisis de una estructura será muy difícil o imposible de realizar.

El proceso de reemplazar una estructura real por una simple susceptible de análisis se llama idealización estructural. A menudo, las líneas localizadas a lo largo de las líneas centrales de las componentes representan a los componentes estructurales. El croquis de una estructura idealizada de esta manera se llama diagrama de líneas.

Si bien el uso de diagramas de líneas simples para el análisis de estructuras no conducirá a un análisis perfecto, los resultados suelen ser aceptables. Sin embargo, a

Veces el analista podrá tener dudas acerca de qué diagrama de líneas o qué modelo exacto usar para el análisis de una estructura particular. (Payco Amaya, 2002)

### **Análisis y Diseño Estructural:**

La aplicación de cargas a una estructura hace que la estructura se deforme. Debido a la deformación, se originan diferentes fuerzas en los componentes que constituyen la estructura. En este sentido, se denomina análisis estructural al cálculo de la magnitud de estas fuerzas, así como de las deformaciones que la causaron, lo cual es un tema muy importante para la sociedad.

El diseño estructural incluye la disposición y el dimensionamiento de las estructuras y de sus partes, de manera que soporten en forma satisfactoria las cargas a las cuales puedan estar sujetas. En particular, el diseño estructural implica lo siguiente: la disposición general del sistema estructural; el estudio de los posibles tipos o formas estructurales que representen soluciones factibles; la consideración de las condiciones de carga; el análisis y el diseño estructural preliminares de las soluciones posibles; la selección de una solución y el análisis y el diseño estructural final de la estructura. El diseño estructural también incluye la preparación de planos.

De acuerdo a lo descrito anteriormente, se realiza un análisis de las estructuras que contempla el proyecto, como sigue a continuación:

- **Sustentación de la edificación:** La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos, están compuestos de columnas de sección cuadrada, rectangular o circular, las vigas (planta baja y alta) de sección rectangular y losas serán de losa alivianada y casetonada.
- **Fundaciones:** Las fundaciones o cimentaciones de una estructura están en función, principalmente, del tipo de suelo de fundación, ya que se apoyan sobre ella; de tal manera que el suelo y los materiales que lo constituyen tengan una capacidad suficiente para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas, dependiendo de la interacción del suelo y la cimentación, la característica de ésta cambiará en cuanto a su tipo, forma, tamaño y costo. (Baldera, 2018)

### **Fuerzas Estructurales:**

Las cargas aplicadas son las cargas conocidas que actúan sobre una estructura. Ellas pueden ser las resultantes del peso propio de la estructura, de las cargas ambientales, etc. Las reacciones son las fuerzas que los soportes ejercen sobre una estructura. Ellas se consideran como parte de las fuerzas externas aplicadas y están en equilibrio con las otras cargas externas sobre la estructura. (Baldera, 2018)

### **2.5. Normas de Diseño de los elementos estructurales**

Las normas que se seguirán para el diseño estructural son las siguientes:

#### **Construcciones de Estructuras:**

**CBH: 1987** Norma boliviana del hormigón armado. Por Decreto Supremo N° 17684 de 7 de octubre de 1980, se crea la Comisión Permanente del Hormigón Armado, que se encarga de redactar la CBH-87, con los avances científicos y tecnológicos en el campo del hormigón, haciendo uso de las recomendaciones de los sectores interesados en este tipo de obras y de los Grupos de Trabajo que se han creado para este fin. (CBH 87, 1987)

#### **Estudio de Suelos para su clasificación:**

Se adopta la clasificación de la AASTHO (American Association of State Highway and Transportation Officials) que fue desarrollado en 1929.

### **2.6. Método de Diseño**

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite, consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes, siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior a la respuesta correspondiente al estado límite, podrá afirmarse que está asegurando el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

En consecuencia, el proceso de cálculo a emplear, según la norma, para este proyecto en los elementos estructurales, consiste en:

- Obtención del efecto  $S_d$  de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.
- Obtención de la respuesta  $R_d$  de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.
- El criterio de aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

(EHE 08, 2008)

### **2.6.1. Hormigones**

Las características de calidad exigidas al hormigón se detallarán en el Pliego de Especificaciones Técnicas, siendo necesario, en todos los casos, indicar los datos relativos a su resistencia a compresión, a su consistencia y al tamaño máximo del árido. (CBH 87, 1987)

#### **Propiedades del Hormigón**

**Resistencia:** Los hormigones se tipifican de acuerdo a su resistencia a compresión a los 28 días, en probetas cilíndricas normales (ver Tabla 5 ANEXO 1).

**Consistencia:** La consistencia del hormigón será la necesaria para que, con los métodos de puesta en obra y compactación previstos, el hormigón pueda rodear las armaduras en forma continua y rellenar completamente los encofrados sin que se produzcan coqueras.

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

**Tabla N° 2.3 Asentamientos Admisibles**

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

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

### **2.6.2. Aceros**

#### **Generalidades**

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

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

Por lo que, se debe considerar las características geométricas, mecánicas, ductilidad y adherencia de las armaduras como así su aptitud al soldeo. (CBH 87, 1987, pág. 23)

#### **Características Geométricas**

Las barras empleadas en el diseño del hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales, expresados en mm (ver Tabla 1 de ANEXO 1).

#### **Características mecánicas**

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

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

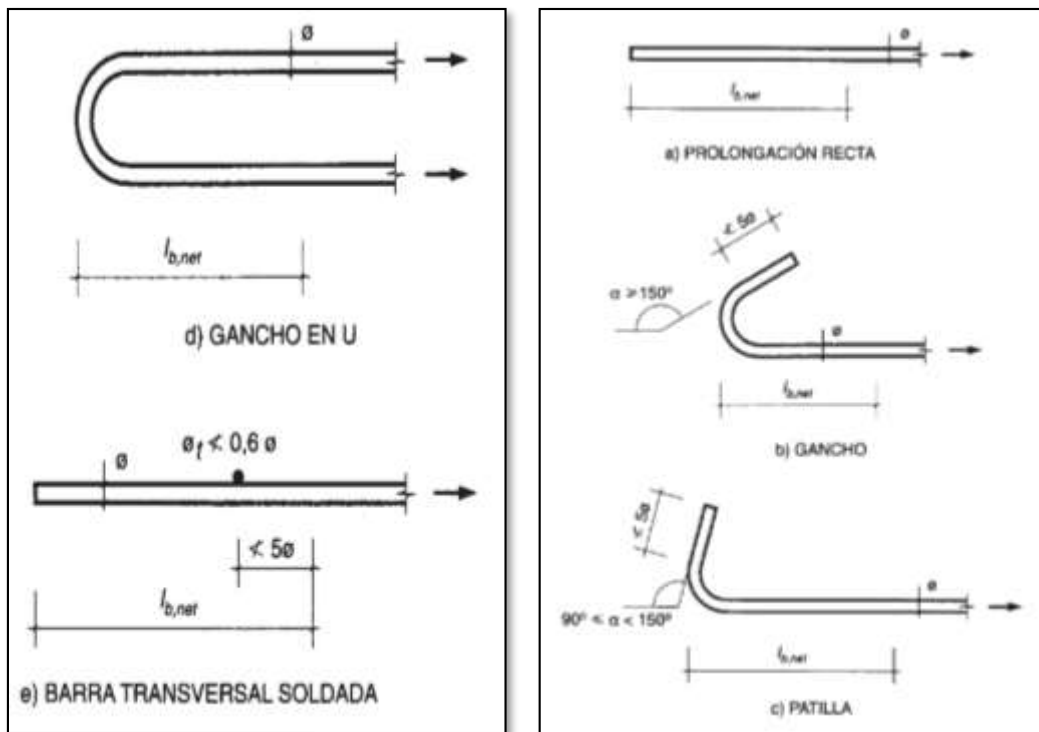
La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: el de asegurar el anclaje de las barras y el de transmitir las tensiones tangenciales periféricas que aparecen en la armadura principal, como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

## Armaduras

### Anclaje

Los anclajes extremos de las barras se hacen por gancho, patilla, prolongación recta o cualquier otro procedimiento, garantizado por la experiencia y que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón, sin peligro para éste. (Jimenez Montoya, 2000)

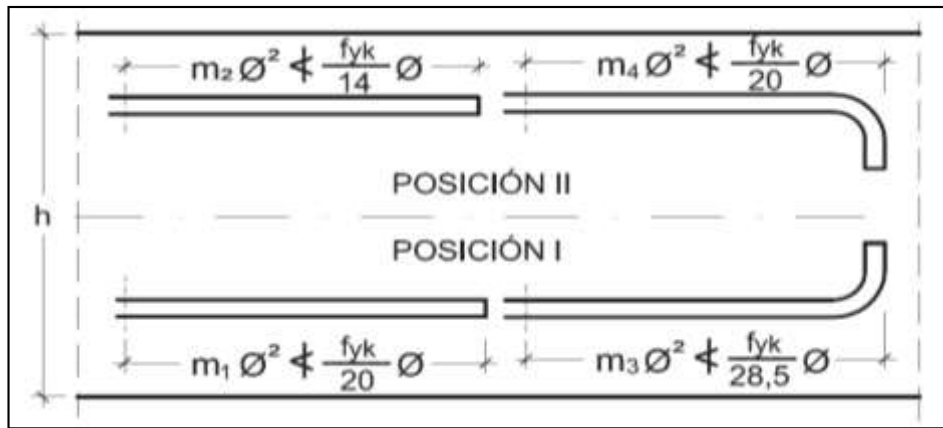
Figura N° 2.4 Formas de Anclajes



Fuente: Hormigón Armado de "Pedro Jiménez Montoya", (14ª Ed.)



**Figura N° 2.5 Longitud de Anclaje en centímetros**



Fuente: Hormigón Armado de “Pedro Jiménez Montoya”, (14ª Ed.)

**Tabla N° 2.4 Longitudes de anclaje para barras corrugadas aisladas, valores de los coeficientes m**

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

Fuente: Hormigón Armado de “Pedro Jiménez Montoya”, (14ª Ed.)

### Empalmes

Los empalmes pueden realizarse por traslapo o por soldadura. Se admiten también otros tipos de empalme, con tal de que los ensayos con ellos demuestren que esas uniones poseen, permanentemente, una resistencia a la rotura, no inferior a la de la menor de las dos barras empalmadas y que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1 mm. (Jimenez Montoya, 2000)

## **Adherencia**

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

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

Siendo:

$\tau_{bd}$  = Resistencia de cálculo para adherencia. (Jimenez Montoya, 2000)

## **Distancia entre Barras**

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

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

**Distancia a los Paramentos:** El objetivo del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aún que su espesor. Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes que se recomiendan a continuación:

a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.

b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer de un mayor recubrimiento, y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento para sujetar el hormigón del mismo.

El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1,5cm. (CBH 87, 1987)

**Tabla N° 2.5 Recubrimientos Mínimos**

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

*Fuente: Formulario de Hormigón Armado, del “Ing. Mostajo Víctor”.*

### **Doblado de las Armaduras**

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

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

(Jimenez Montoya, 2000)

**Tabla N° 2.6 Diámetro mínimo de doblado de barras**

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

*Fuente: Hormigón Armado de “Pedro Jiménez Montoya”, (14ª Ed.)*

### 2.6.3. Coeficientes de Seguridad

En los métodos de cálculo desarrollados en esta norma, la seguridad se introduce a través de coeficientes: minoración (de la resistencia del hormigón y de la resistencia de acero) y otros de ponderación de las cargas y acciones en general.

#### Estados límites últimos

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

**Tabla N° 2.7 Estados límites últimos – Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales**

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,10

*Fuente: Norma Boliviana CBH – 87, Hormigón Armado*

#### Hipótesis de Carga

Para cada fase de comprobación y para cada estado límite tratado se considerarán las dos hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberá tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

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

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

$$\text{HIPÓTESIS III} \quad 0,80(\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + W + F_{eq}$$

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

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

W: Valor característico de la carga del viento.

(CBH 87, 1987)

## **2.7. Diseño de Elementos Estructurales**

### **2.7.1. Diseño de Losa Alivianada**

Este tipo de losa trabaja con viguetas de hormigón pretensado y están unidas monolíticamente, en la capa superior con una losa de espesor mínimo.

Para el complemento se colocan rellenos de plastofomo que, además de ser livianos, son aislantes térmicos y acústicos (Figura N° 2.6).

Dentro de las ventajas que el uso de viguetas T pretensadas ofrece son:

- La vigueta T de hormigón pretensado es el elemento más conocido y aprobado para todo tipo de losas. Es un producto de fabricación industrial con calidad garantizada y con características siempre uniformes que reemplaza a las viguetas de fabricación artesanal de hormigón armado común.
- Mayor resistencia, calidad y seguridad.
- Permite salvar grandes luces a un bajo costo.
- Aligeramiento y, por tanto, reducción del peso de la estructura.
- Reducción de materiales y mano de obra.
- De fácil colocación y manejo.
- Asesoramiento gratuito de las empresas que venden este producto.

Las características técnicas para la losa son:

- Resistencia del hormigón de 350 kg/cm<sup>2</sup>.
- Tensión de rotura de la trenza de acero 18.000kg/cm<sup>2</sup>
- Plastofomo de 50 cm x 15 cm x 100 cm.
- Separación entre viguetas  $c = 0.50$  m.
- Canto de la bovedilla  $b=20$  cm.

- Espesor de la capa de compresión  $a = 5$  cm.
- Incremento del ancho del nervio 3 cm.

(Concretec, 2018)

**Figura N° 2.6 Geometría de losa alivianada**



*Fuente: Concretec Ficha técnica - Viguetas Pretensadas*

### **Distribución de Presiones**

Para el diseño se puede decir que las cargas actúan en forma uniformemente distribuida sobre la totalidad del panel, como una carga típica por  $m^2$  de losa, la cual se utiliza para todos los paneles y en todos los pisos que contengan sección de losa típica.

Si se presentaran cargas concentradas grandes, éstas requieren apoyos adicionales y deben ser consideradas por aparte de la carga distribuida. (EHE 08, 2008)

### **Carga de la losa alivianada sobre la viga**

#### **a) Carga muerta “CM”**

Para cuantificar el peso de la losa, es necesario establecer los siguientes datos, algunos se pueden obtener del proveedor:

- Altura de vigueta.
- Altura de la carpeta de compresión.
- Peso específico del H°A°.
- Peso específico del plastroformo.

- Peso de cerámica + carpeta de nivelación.
- Peso por metro lineal de vigueta.
- Espesor del revoque de yeso.
- Longitud de vigueta.
- Peso del aislante térmico.

**b) Carga viva en la losa alivianada “CV”**

La carga viva será la correspondiente de acuerdo a los requerimientos de la obra y se muestra en el Anexo 4 – Tabla 12: *Valores característicos de las sobrecargas de uso.*

**Carga total**

La carga total será:  $q = CV + CM$

Finalmente, la carga sobre la viga de apoyo es:

$$Carga = q_{total} \cdot \frac{Long.Vigueta}{2}$$

No se realizará el diseño de la vigueta pretensada, porque en el medio existen viguetas fabricadas y, el proveedor será el encargado del dimensionamiento en función del tipo de estructura. En los planos se especifica la disposición de las viguetas.

**Control de deflexiones**

Para poder cumplir con las deflexiones en los forjados, se tomará los valores de los espesores mínimos para losas recomendados por la norma CBH-87 como referencia, estos son los siguientes:

- 5 cm; si no existen cargas concentradas; por ejemplo, placas para cubiertas no accesibles.
- 7 cm; si las acciones preponderantes son distribuidas o estáticas.
- 10 cm; si una parte moderada de las acciones es concentrada y dinámica; por ejemplo, placas accesibles a vehículos de turismo.
- 12 cm; si una parte importante de las acciones es concentrada y dinámica; por ejemplo, placas accesibles a vehículos pesados.
- 15 cm; placas sobre apoyos puntuales.

Pero en el punto 9.5.4.3. de la norma CBH-87 también se recomienda los siguientes espesores de las losas en función a la luz “l”. (relaciones canto/luz):

- Placas macizas, con ábacos  $h = l/35$
- Placas macizas sin ábacos  $h = l/32$
- Placas aligeradas  $h = l/28$

Según la norma española EHE 2008, en vigas y losas de edificación, no será necesario la comprobación de flechas cuando la relación luz/canto útil del elemento estudiado sea igual o inferior al valor indicado en la tabla siguiente:

**Tabla N° 2.8 Relaciones L/d en vigas y losas de hormigón armado sometidos a flexión simple**

SISTEMA ESTRUCTURAL <i>L/d</i>	K	Elementos fuertemente Armados: $\rho = 1,5\%$	Elementos débilmente Armados $\rho = 0,5\%$
Viga simplemente apoyada. Losas uni o bidireccional simplemente apoyada	1,00	14	20
Viga continua <sup>1</sup> en un extremo. Losas unidireccional continua <sup>1,2</sup> en un solo lado	1,30	18	26
Viga continua <sup>1</sup> en ambos extremos. Losas unidireccional o bidireccional continua <sup>1,2</sup>	1,50	20	30
Recuadros exteriores y de esquina en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,15	16	23
Recuadros interiores en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,20	17	24
Voladizo	0,40	6	8

*Fuente: Norma Española EHE-2008, Hormigón Armado*

### **Armadura mínima**

Según la norma CBH-87 se recomienda la armadura mínima para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos, los valores de la siguiente tabla son gobernantes hasta hormigones con  $f_{cd} = 300 \text{ kg/cm}^2$  dado que después para la armadura mínima gobierna la ecuación (falla frágil).

En la tabla 2.9, se indican los valores de las cuantías geométricas mínimas de armaduras, que deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función del tipo de acero utilizado.



**Tabla N° 2.9 Cuantías geométricas mínimas, referidas a la sección total de hormigón, en tanto por mil**

Elemento	Posición	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares (*)		8	6	5	4
Losa (**)		2	1,8	1,5	1,4
Vigas (***)		5	3,3	2.8	2.3
Muros(****)	Horizontal	2,5	2	1,6	1,4
	Vertical	1,5	1,2	0,9	0,8

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

### **Comprobación a Esfuerzo Cortante**

Es necesario comprobar el esfuerzo cortante, ya que el estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante puede alcanzarse ya sea por agotarse la resistencia a compresión oblicua del alma o por agotarse su resistencia a tracción oblicua.

El cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$$Vd \leq Vcu = 0.50 * \sqrt{fcd} * bw * d$$

Donde:

Vd: Cortante que solicita actuante de cálculo.

Vcu: Cortante que resiste el hormigón.

Para el análisis a esfuerzo cortante hay los siguientes casos:

- Caso 1 (  $Vd \leq Vcu$  )

Para este caso solo se dispondrá de armadura mínima y según la norma CBH-87 en el punto 8.2.3.3, se recomienda la siguiente expresión para cuantía mínima:

$$As_{min} \geq 0.02 * bw * s * \frac{fcd}{fyd}$$

- Caso 2 (  $Vcu < Vd \leq Vou$  )

Como en este caso se necesita armadura transversal, antes se verificará que el cortante de diseño “Vd” sea menor que el cortante que produce la falla de agotamiento por compresión oblicua “Vou”.

$$V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * b_w * d$$

Donde la armadura para este caso se determinará según la norma, que es:

$$n * A_{v_{min}} \geq \frac{V_{su} * s}{0.90 * d * f_{yd}}$$

y

$$n * A_{v_{min}} \geq 0.02 * b_w * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

n= El número de piernas de los estribos

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

Despejando la separación de estas dos ecuaciones se tiene:

$$s \leq \frac{n * A_v * 0.90 * d * f_{yd}}{V_{su}}$$

y

$$s \leq \frac{n * A_v * f_{yd}}{0.02 * b_w * f_{cd}}$$

Máxima separación de estribos según norma CBH-87.

Haciendo cumplir el punto 8.2.3. se tiene:

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

$$s \leq 0.85d$$

$$s \leq 3b_w$$

Si el esfuerzo cortante donde se está diseñando es mayor al esfuerzo cortante de la biela de compresión, lo más recomendado es cambiar la sección. (CBH 87, 1987)

### 2.7.2. Diseño de Vigas

Son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a esfuerzos de flexión. Recibe las cargas de las losas transmitiéndolas a las columnas y/o muros. Solamente se analizará las secciones rectangulares de hormigón armado, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares. (EHE 08, 2008)

#### Análisis estructural

El análisis estructural puede realizarse mediante el uso de algún software de cálculo (CYPE Ingenieros Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción) como en este caso.

La finalidad es determinar los valores de solicitaciones en las secciones críticas comunes (centro de tramos y apoyos) para dimensionarlas y en secciones especiales cuya verificación sea importante.

#### Diseño de armadura por flexión

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

$$M_d = \gamma_s \cdot M$$

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

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

Donde:

$b_w$  = Ancho de la viga

$d$  = Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura

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

- Se calculará el valor  $\mu_{lim}$  que se obtiene de la tabla 2.11:

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

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

1) Con el valor del momento reducido, ingresar a la tabla 2.11 para obtener la cuantía mecánica de la armadura.

2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo<sup>1</sup>

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

Donde:

w = Cuantía mecánica de la armadura

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

A<sub>s</sub> = Área de la armadura a tracción.

3) Estimar la armadura mínima y el valor de “w<sub>min</sub>” se obtiene de la tabla 2.9.

$$A_{s_{min}} = w_{min} * b_w * d$$

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

4) Adoptar la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados.

➤ Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo.

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

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

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

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

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

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

Donde:

$W_{lim}$  = Este valor se obtiene de la tabla 2.10.

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

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

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

$r$  = Recubrimiento geométrico

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

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

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

Donde:

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

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

3) Calcular la armadura mínima, y el valor de  $\mu$  se obtiene de la tabla 2.9.

$$A_{smin} = w_{min} \cdot b_w \cdot d$$

4) Adoptar la mayor ( $A_{s1}$ - $A_{s2}$ ) armadura de los dos valores anteriormente mencionados<sup>2</sup>. (Jimenez Montoya, 2000)

**Tabla N° 2.10 Valores Límites**

<b>fy (kp/cm<sup>2</sup>)</b>	2200	2400	4000	4200	4600	5000
<b>fyd (kp/cm<sup>2</sup>)</b>	1910	2090	3480	3650	4000	4350
<b>ξ lim</b>	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
<b>μ lim</b>	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
<b>W lim</b>	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

*Fuente: Hormigón Armado de “Jiménez Montoya” (14<sup>a</sup>. ed.).*

**Tabla N° 2.11 Tabla Universal para flexión simple o compuesta**

<b>ξ</b>	<b>μ</b>	<b>W</b>	<b>(W/Fyd).10<sup>3</sup></b>	
0.0891	0.03	0.0310		<b>D</b>
0.1042	0.04	0.0415		<b>O</b>
0.1181	0.05	0.0522		<b>M</b>
0.1312	0.06	0.0630		<b>I</b>
0.1438	0.07	0.0739		<b>N</b>
0.1561	0.08	0.0849		<b>I</b>
0.1667	0.0886	0.0945		<b>O</b>
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		<b>2</b>
0.1937	0.11	0.1189		
0.2066	0.12	0.1306		
0.2198	0.13	0.1426		
0.2330	0.14	0.1546		
0.2466	0.15	0.1669		
0.2590	0.159	0.1782		

0.2608	0.16	0.1795		<b>D O M I N I O 3</b>
0.2796	0.17	0.1924		
0.2988	0.18	0.2056		
0.3183	0.19	0.2190		
0.3383	0.20	0.2328		
0.3587	0.21	0.2468		
0.3796	0.22	0.2612		
0.4012	0.23	0.2761		
0.4234	0.24	0.2913		
0.4461	0.25	0.3069		
0.4696	0.26	0.3232		
0.4939	0.27	0.3398		
0.5188	0.28	0.3570		
0.5450	0.29	0.3750		
0.5721	0.30	0.3937		
0.6006	0.31	0.4133		
0.6283	0.3193	0.4323	0.0994	
0.6305	0.32	0.4338	0.1007	
0.6476	0.3256	0.4456	0.1114	
0.6618	0.33	0.4554	0.1212	
0.6681	0.3319	0.4597	0.1259	
0.6788	0.3352	0.4671	0.1343	
0.6952	0.34	0.4783	0.1484	
0.7310	0.35	0.5030	0.1860	
0.7697	0.36	0.5296	0.2408	
0.7788	0.3623	0.5359	0.2568	
0.7935	0.3658	0.5460	0.2854	
0.8119	0.37		0.3280	
0.8597	0.38		0.4931	
0.9152	0.39		0.9251	
0.9848	0.40		5.9911	

*Fuente: Hormigón Armado de “Jiménez Montoya” (14ª. ed.).*

### **Diseño de armadura de corte**

En el dimensionamiento a cortante en la situación de rotura, suele admitirse la colaboración del hormigón, resultando una fórmula aditiva que suma la contribución del mismo con las armaduras.

Resulta que el hormigón puede resistir, en la situación de rotura, un esfuerzo cortante  $V_{cu}$ . Mientras que el cortante total de cálculo no supere este valor,  $V_d \leq V_{cu}$ , no serían teóricamente necesarias las armaduras transversales. Y puede expresarse:

$$V_d = V_{cu} + V_{su}$$

Al suponer que el hormigón resiste  $V_{cu}$ , las armaduras transversales necesarias para resistir  $V_{su}$  trabajarán como celosía; este trabajo de celosía no aumenta las tensiones tangenciales en el hormigón, puesto que sólo crea en el mismo, compresiones inclinadas según bielas, y las armaduras recogen todas las tracciones. Únicamente será necesario comprobar que las citadas compresiones no llegan a agotar al hormigón. (Jimenez Montoya, 2000)

### **Procedimiento de cálculo**

Una vez organizadas las armaduras principales y conocida la sección en que deja de ser necesaria cada barra, hay que comprobar las distintas secciones a cortante:

Se comienza por determinar el esfuerzo cortante absorbido por el hormigón,  $V_{cu}$ , y el valor de agotamiento por compresión del alma,  $V_{ou}$ .

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

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

Donde:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = \text{Resistencia convencional del hormigón a cortante (Kg/cm}^2\text{)}.$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma} = \text{Resistencia de cálculo del hormigón (Kg/cm}^2\text{)}.$$

$d$  = Canto útil.



$b$  = Ancho del alma.

Estos valores hay que compararlos, en las distintas secciones, con el correspondiente esfuerzo cortante de cálculo,  $V_d = \gamma_f * V$ , pudiendo presentarse los siguientes casos:

- Si  $V_d \leq V_{cu}$ , el hormigón de la pieza resiste por sí sólo el esfuerzo cortante, y la viga no necesita, teóricamente, armadura transversal. No obstante, es necesario colocar unos cercos o estribos de seguridad cuyo diámetro no sea inferior a 6 mm, ni la cuarta parte del diámetro correspondiente a las armaduras principales. La separación de dichos estribos debe ser:

$$s \leq 0,85 \cdot d$$

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

- Si  $V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$ , hay que determinar la altura transversal necesaria correspondiente al esfuerzo cortante residual,  $V_{su} = V_d - V_{cu}$ .

Se calcula entonces:

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

Donde:

$A_s$  = Área de acero necesaria para resistir el cortante.

$s$  = Separación de estribos (como una regla práctica se puede tomar 100 cm y determinar la armadura para cortante cada metro).

$d$  = Canto útil.

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

- Si  $V_d > V_{ou}$ , es necesario aumentar las dimensiones de la sección.

(Jimenez Montoya, 2000)

### **Cuantía mínima**

Para que la armadura transversal pueda tenerse en cuenta en la resistencia a esfuerzo cortante, su cuantía mínima debe ser igual o mayor que 0.02:

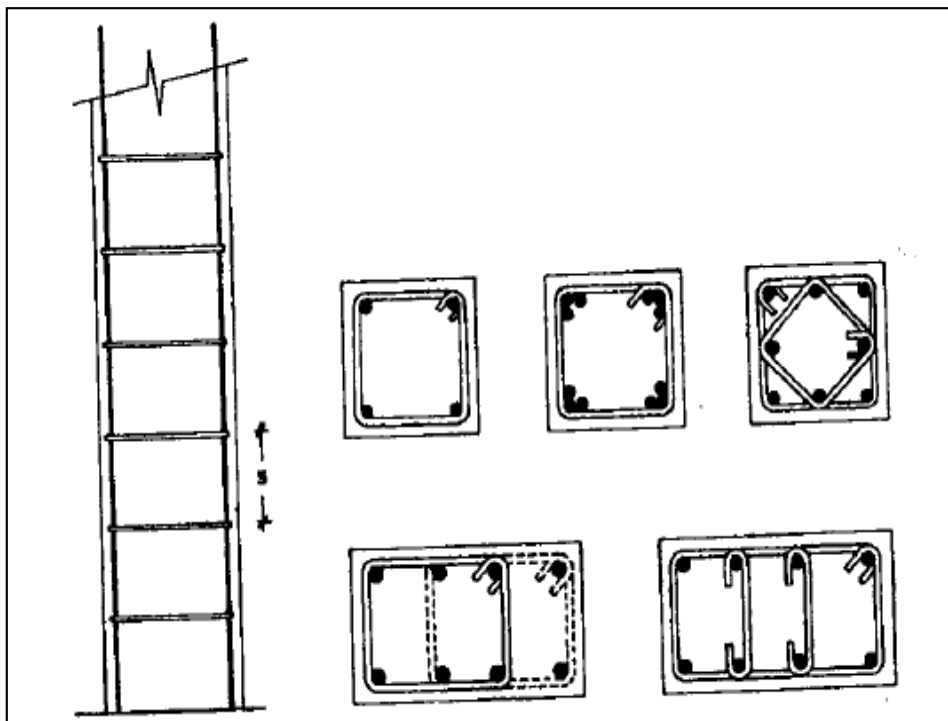
$$A_{s_{min}} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{yd}}$$

Esta cantidad de acero estará distribuida en 1 metro lineal de viga, si se utiliza esta expresión. La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero será de 5000 kg/cm<sup>2</sup>. (Jimenez Montoya, 2000)

### 2.7.3. Diseño de Columnas

Las columnas son elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno de los dos ejes de las secciones transversales y esta acción puede introducir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal. (Jimenez Montoya, 2000, pág. 327)

**Figura N° 2.7 Secciones Típicas de soporte de Hormigón Armado**



*Fuente: Hormigón Armado de "Jiménez Montoya" (14° Ed.)*

### Excentricidad Mínima de Cálculo

La norma toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores,  $h/20$  y  $2\text{cm}$  siendo  $h$  el canto en la dirección considerada. Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los dos planos principales. (Jimenez Montoya, 2000, pág. 328)

### **Disposición relativa a las armaduras**

Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos.

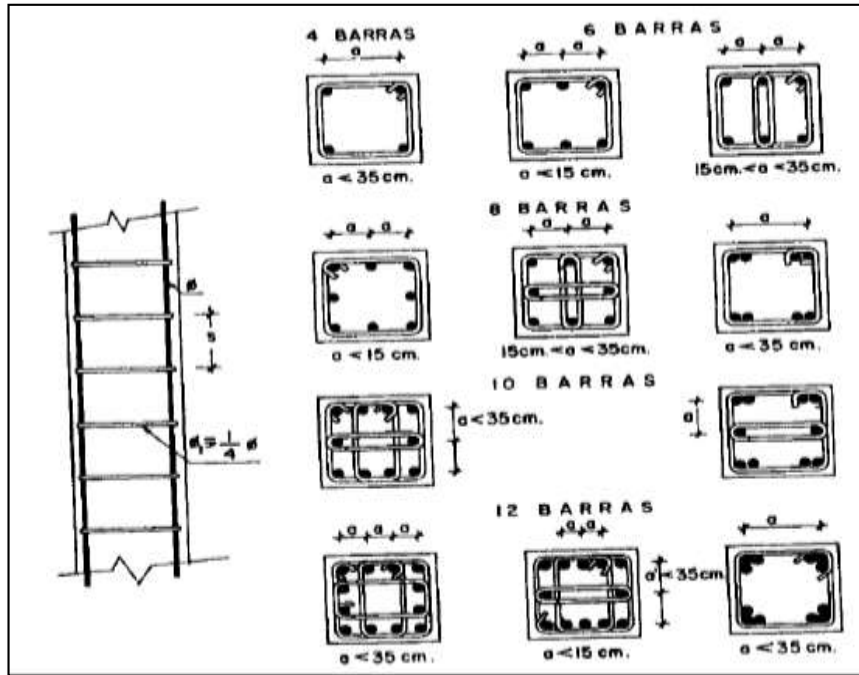
Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe de ser  $20\text{ cm}$ , si se trata de secciones rectangulares y  $25\text{ cm}$  si la sección es circular. (Jimenez Montoya, 2000, pág. 331)

#### **➤ Armaduras longitudinales**

Las limitaciones en las dimensiones de refuerzo más importantes son las siguientes:

- Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de  $12\text{ mm}$  y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse, por lo menos, de una barra en cada esquina de la sección.
- En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones: La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a  $35\text{ cm}$ . Por otra parte, toda barra que diste más de  $15\text{ cm}$  de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos para evitar su pandeo.
- Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que  $2\text{ cm}$  del diámetro de la mayor y que  $6/5$  del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto. (Jimenez Montoya, 2000, pág. 331)

**Figura N° 2.8 Limitaciones en el Armado de soportes**



Fuente: Hormigón Armado de "Jiménez Montoya" (14° Ed.)

➤ **Cuantías límites**

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

$$A_1 \cdot f_{yd} \geq 0,05 \cdot N_d \qquad A_2 \cdot f_{yd} \geq 0,05 \cdot N_d$$

$$A_1 \cdot f_{yd} \leq 0,5 \cdot A_c \cdot f_{cd} \qquad A_2 \cdot f_{yd} \leq 0,5 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

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

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

Donde:

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

$f_{yd}$  = Resistencia de cálculo del acero, en este caso de 5000 kg/cm<sup>2</sup>.

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

$N_d$  = Esfuerzo axial de cálculo

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

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

(CBH 87, 1987, pág. 65)

#### ➤ **Armadura transversal**

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

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

$$S \leq b_e$$

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

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

$$S \leq 15\phi$$

Donde:

$\phi$  = El diámetro de la barra longitudinal más delgada

En aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuestas a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación  $S$  no debe ser superior a  $12 * \emptyset$ .

El diámetro de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor de 6 mm (Jimenez Montoya, 2000, pág. 337).

### **Longitud de pandeo**

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

La longitud de pandeo  $\ell_0$  de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en el Tabla 2.12 en función de la sustentación de la pieza. (Jimenez Montoya, 2000, pág. 340)

**Tabla N° 2.12 Longitud de pandeo de las piezas aisladas**

Sustentación de la pieza de longitud $\ell$ .	$k$
Un extremo libre y otro empotrado	2
Ambos extremos articulados	1
Biempotrada, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0.70
Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.50
Soportes elásticamente empotrados	0.70
Otros casos	0.90

*Fuente: Hormigón Armado de “Jiménez Montoya” (14° Ed.)*

La longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte, siendo para ello preciso decidir



## **Esbeltez Geométrica y Mecánica**

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

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

- Para esbelteces mecánicas  $\lambda < 35$  (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.
- Para esbelteces mecánicas  $35 \leq \lambda < 100$  (geométricas  $10 \leq \lambda_o < 29$ ), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas  $100 \leq \lambda < 200$  (geométricas  $29 \leq \lambda_o < 58$ ), debe aplicarse el método general; para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas  $\lambda > 200$  (geométricas  $\lambda_o > 58$ ). (Jimenez Montoya, 2000, pág. 342)

## **Columnas cortas de concreto reforzado**

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma. Si la esbeltez mecánica es menor que 35 (equivalentes en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores que 10) se trata de una columna corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo. La carga que puede soportar está regida por las dimensiones de su sección transversal y por la resistencia de los materiales con que está construida.



Se considera que una columna corta es un miembro más bien robusto con poca flexibilidad. (Jimenez Montoya, 2000)

### **Columnas intermedias**

Este tipo de columnas son aquellas que tienen la esbeltez mecánica ( $35 \leq \lambda < 100$ ), donde para poder resolverlas se acudirá a los métodos aproximados que vienen recomendados por la norma CBH-87.

### **Método de la excentricidad ficticia**

Este método aproximado es aplicable a los pilares de sección y armaduras constantes, cuya esbeltez mecánica no supere el valor de 100 ( $\lambda \leq 100$ ). Se distinguen dos (2) casos, según sean o no iguales las excentricidades iniciales en los extremos del pilar.

- Excentricidad de primer orden.

Excentricidad inicial o de primer orden “eo”, no es menor que la excentricidad accidental, siendo eo igual a  $M/N$ , donde “M” es el momento exterior aplicado de primer orden, y “N” la carga axial actuante.

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

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

- Excentricidad accidental.

Excentricidad accidental “ea”, toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal. Según la norma CBH-87 en el punto 8.3.2.3 se obtiene la siguiente ecuación para este tipo de excentricidad.

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

Siendo “c” la dimensión lineal de la sección paralela al plano de pandeo.

- Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden).

La excentricidad ficticia “efit”, no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad de primer orden

“eo”, tiene en cuenta de forma sencilla los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado.

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

La referencia de esta ecuación se encuentra en la sección 8.3.5.2.1 de la Norma Boliviana CBH-87.

- Excentricidad Final.

Es la suma de todas las excentricidades:

$$e(x, y)_{final} = \text{mayor}(e_o, e_a) + e_{fic}$$

(CBH 87, 1987)

### **Flexión esviada**

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

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.

El último caso es, sin duda el más frecuente en el que se encuentran.

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

Atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento. (Jimenez Montoya, 2000)

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

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

En la multitud de elementos resulta aconsejable el armado con barras del mismo diámetro dispuestas simétricamente. Tal es el caso de pilares de edificación, en los que, bien en la misma sección o a lo largo de la altura, actúan momentos flectores de diferente signo, y en los que, en todo caso, el armado asimétrico exigiría un control de obra especial para evitar errores en la colocación de las armaduras. Además, siendo importantes los esfuerzos normales, la armadura simétrica es razonablemente eficaz.

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

### **Ábacos adimensionales en roseta**

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

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

El Proceso de cálculo a realizar para entrar a los ábacos es el siguiente:

Determinar la capacidad mecánica del hormigón:

$$U_c = f_{cd} \cdot h_x \cdot h_y$$

Determinar los esfuerzos reducidos:

$$v = \frac{N_d}{U_c}$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c \cdot h_y}$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c \cdot h_x}$$

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

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

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

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

$N_d$  = Esfuerzo normal de cálculo.

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

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

Definir los valores de momento reducido para entrar a los ábacos:

$$\mu_1 = \text{mayor} (\mu_x, \mu_y)$$

$$\mu_2 = \text{menor} (\mu_x, \mu_y)$$

$$\mu_1 > \mu_2$$

Determinar la cuantía mecánica  $W$  con los valores de los esfuerzos reducidos y definir la distribución de la armadura para los pilares se entra a los diagramas de interacción.

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

Los ábacos en roste para flexión esviada, están expuestos en el libro de “Jiménez Montoya” en el tomo II. (Jimenez Montoya, 2000)

## **2.7.4. Obras Complementarias**

### **2.7.4.1. Escaleras**

Los sistemas de escaleras son una parte imprescindible de una edificación que presente varios niveles. La función primordial que tienen es conectar un punto de la estructura con otro, ubicado dentro de la misma, pero con diferentes cotas de nivel.

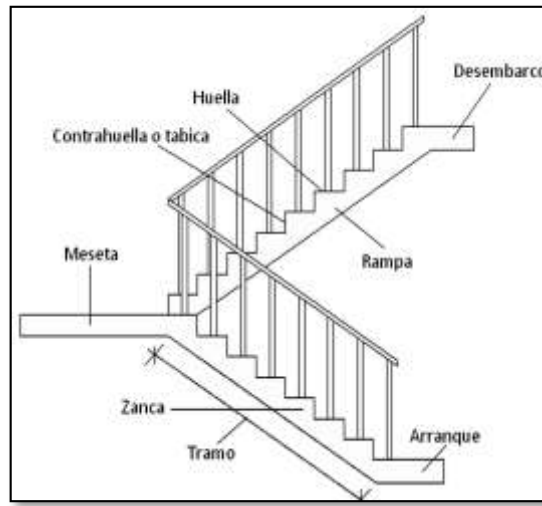
Es recomendable que posean una inclinación entre  $20^\circ$  y  $40^\circ$ , pues para pendientes menores se suelen utilizar rampas.

Las huellas “h” miden entre 25 cm y 30 cm y las contrahuellas “C” entre 16 cm y 19 cm.

Las partes que puede tener una escalera son:

- Tramo: Sucesión ininterrumpida de escalones entre descansos.
- Descanso: Parte horizontal más extensa que limita los tramos entre los niveles de piso, de un ancho no menor a 3 huellas. Cada nivel de piso es descanso principal.
- Huella: Parte horizontal del escalón.
- Contrahuella: Parte vertical del escalón.
- Baranda: Protección de la escalera. (XAVIER, 2014)

**Figura N° 2.10 Partes componentes de una escalera**



*Fuente: Internet*

### **Idealización de escaleras**

Para el cálculo de escaleras no existe una metodología normada, es por eso que, comúnmente se las calcula como losas macizas, representadas por vigas en su mayor longitud, variando de acuerdo a diferentes análisis los tipos de apoyos longitudinales que puedan tener.

- La figura 15a representa una viga sometida a una carga vertical uniforme. Se trata de un elemento isostático que no genera reacciones horizontales y donde el momento flector en cualquier punto, independientemente de la geometría de la viga, es positivo.

En este caso se presenta un planteamiento muy común de cálculo. La losa está simplemente apoyada en las vigas del inicio y final, de manera que transmite sus cargas a las mismas. La desventaja de este modelo, surge al no producirse momentos negativos a lo largo del elemento, lo cual ocasiona que en muchos casos se asuma un momento flector negativo igual a una porción del máximo positivo o una armadura negativa igual a una porción de la calculada para el momento máximo positivo.

- La figura 15b representa una viga de igual geometría a la anterior. Sin embargo, se encuentra empotrada en sus extremos. Los momentos flectores máximos

Positivos resultan en consecuencia menores que los de la figura 15<sup>a</sup>; sin embargo, se generan momentos de distinto signo.

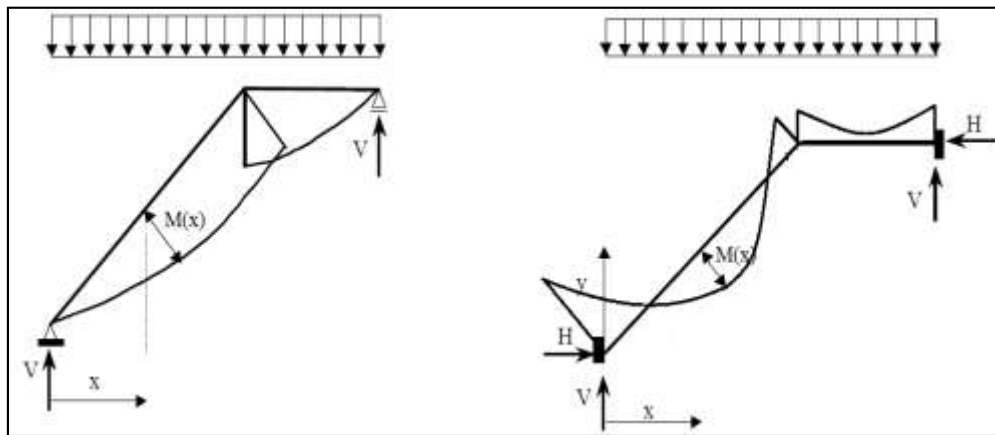
Este planteamiento es basado en obtener un cálculo de momentos negativos al inicio y al final del elemento. Con este análisis se producen momentos negativos y positivos, evitando así asumir valores o porcentajes; pero tiene la desventaja de que el momento flector positivo se ve reducido por las condiciones de apoyo planteadas.

En las escaleras más comunes se tiene una mezcla entre las condiciones de apoyo de ambas figuras. La simplificación más frecuente a realizarse en los cálculos consiste en utilizar el dimensionamiento de armaduras para el momento flector positivo correspondiente a la figura 15a, tomando previsiones en el armado para cubrir los momentos negativos correspondientes al funcionamiento estructural indicado en la figura 15b. (Fernández Chea, 2001)

### Figura N° 2.11 Condiciones de borde en tramos de escaleras

15a. Viga isostática (momento máximo positivo)

15b. Viga hiperestática (momento máximo negativo)



### Cargas y solicitaciones

Las escaleras son estructuras inclinadas y las cargas actúan verticalmente. La determinación de los momentos flectores y reacciones se puede realizar de las siguientes dos maneras:

- En proyección horizontal. El momento máximo para esta forma de carga es:

$$M_{max(+)} = \frac{q_u * L^2}{8}$$

- Inclinada. El momento máximo para esta forma de carga es:

$$M_{max(+)} = \frac{q_{un} * L^2}{8}$$

Los resultados obtenidos empleando cualquiera de las dos formas de cargar al tramo de la escalera son iguales. Se recomienda usar primero el de la proyección horizontal, dado que se asimila al de una viga horizontal, pero sin olvidar que las reacciones resultarán inclinadas en los apoyos.

Las cargas serán todas aquellas que estarán permanentes como: los escalones, el peso propio de la losa, el peso de la carpeta de mortero empleado para el piso, el peso del piso y el peso de las barandas sobre los escalones de la escalera. (Fernández Chea, 2001, pág. 12)

### Proceso de Cálculo

p = huella

cp = contra huella

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

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

Dónde:

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

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

**Espesor de la losa:**

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{L_n}{20}$$

Donde:

t = Espesor de la losa (cm).



$L_n$  = Longitud horizontal de la escalera (cm).

Para el cálculo del espesor se toma un valor constructivo respecto del  $t$  promedio calculado. (Calavera Jose, 1999)

**Ángulo de inclinación de la huella:**

$$\cos \theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + C_p^2}}$$

Donde:

$P$  = Longitud del paso (cm).

$C_p$  = Longitud del contrapaso (cm).

**Altura inicial:**

$$h_o = \frac{t}{\cos \theta}$$

**Altura media:**

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

Donde:

$t$  = Espesor de la losa de la escalera

$h_m$  = Altura media

➤ **Cálculo de la carga última**

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

Donde:

$q_u$  = Carga última que actúa sobre la escalera

$P_p$  = Peso propio

$A_{cab}$  = Acabados

$S_c$  = Sobrecarga de uso

Una vez que se obtiene la carga última que actuará sobre la escalera se calculará como una viga sometida a flexión<sup>3</sup>.

➤ **Cálculo del canto útil**

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

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

r = Recubrimiento

$\Phi$  = Diámetro del hierro

➤ **Cálculo de la armadura positiva**

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

Donde:

$A_s$  = Área de armadura positiva

$f_c$  = Resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm<sup>2</sup>)

$f_y$  = Límite de fluencia del acero (kg/cm<sup>2</sup>)

➤ **Disposición de la armadura**

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

$$\rho_{\min} \ 0,0015 < \rho < \rho_{\max} \ 0,0133$$

Donde:

S = Espaciamiento entre barras

➤ **Refuerzo de momento negativo**

$$(-)A_s = \frac{(+A_s)}{2} \qquad A_{s \min} = 0,0015 \cdot b \cdot d$$

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

➤ **Refuerzo transversal por temperatura**

$$A_{st} = 0,0015 \cdot b \cdot t \qquad S = \frac{A_{\phi}}{A_{st}}$$

Donde:

$A_{st}$  = Área de armadura transversal

$A\Phi$  = Área de la barra de hierro

#### **2.7.4.2. Rampa**

Se diseñará la rampa como una losa maciza, el cálculo de la armadura longitudinal tanto positiva como negativa y la armadura trasversal es igual al análisis de diseño de la escalera.

#### **2.7.5. Fundaciones (Zapata Aislada)**

Los elementos de cimentación se dimensionan para resistir las cargas actuantes y las reacciones inducidas. Para ello, es preciso que las solicitaciones actuantes sobre el elemento de cimentación se transmitan íntegramente al terreno en que se apoya.

Dependiendo de las necesidades de la edificación y de las características del suelo, pueden diseñarse diferentes tipos de fundaciones superficiales como ser: zapatas aisladas, vigas y losa de fundación. (Calavera Jose, 1999) .En este proyecto se diseñarán zapatas aisladas.

#### **Efectos de cargas excéntricas**

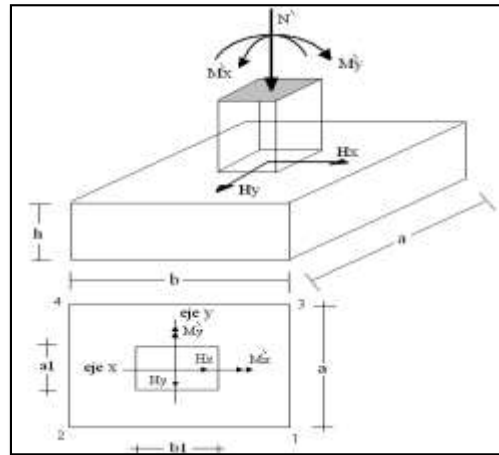
Una zapata se considera cargada excéntricamente si la columna soportada no es concéntrica con el área de la zapata o si la columna transmite, en su unión con la zapata no solo una carga vertical sino también un momento flector.

La presión del suelo para zapatas excéntricas está expresada por la siguiente ecuación general:

$$\sigma_{max} = -\frac{P}{A \cdot B} - \frac{6 \cdot My}{B \cdot A^2} - \frac{6 \cdot Mx}{A \cdot B^2} \leq q_a$$

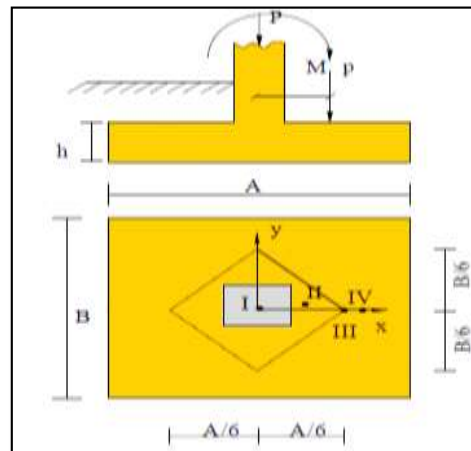
Dicha ecuación obedece a la siguiente figura:

**Figura N° 2.12 Casos de Excentricidad (Zapata aislada vista en planta sometida a cargas y momentos)**



Tomando en cuenta estos aspectos se desarrolla a continuación diferentes casos de excentricidad de acuerdo a la figura N° 2.16. La carga puede actuar: en el centro, el núcleo, el límite y fuera del núcleo central. (CAMACHO TORRICO & SEMPERTEGUI TAPIA, 2009, pág. 77)

**Figura N°2.13 Vista en planta de zapata aislada sometida a cargas y momentos**



*Fuente: Material de apoyo didáctico "Univ. San Simón, Fundaciones I".*

### Caso I (Cuando $e = 0$ )

Es el caso en que la excentricidad cae en el centro del núcleo o tercio medio, en el cual el momento es muy pequeño. (Figura N° 2.18). La presión del suelo está dada por la siguiente ecuación:

$$q = \frac{P}{A \cdot B}$$

Además, que se debe cumplir con la siguiente relación:

$$q \leq q_a$$

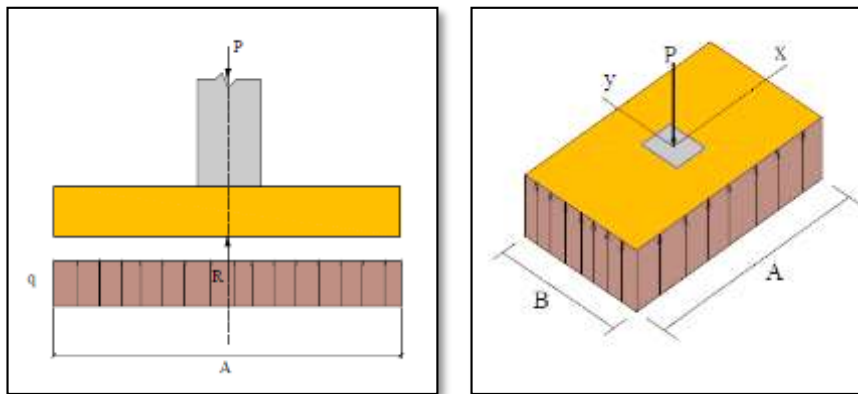
Donde:

$P$  = Carga de servicio, que se transfiere a la zapata a través de la columna.

$q_a$  = Capacidad admisible de carga del suelo.

$q$  = Presión neta que la zapata transmite al suelo. (CAMACHO TORRICO & SEMPERTEGUI TAPIA, 2009, pág. 79)

**Figura N° 2.14 Caso I ( $e = 0$ )**



*Fuente: Material de apoyo didáctico "Univ. San Simón, Fundaciones I".*

### Caso II (Cuando $e \leq A/6$ )

En este caso, la excentricidad cae dentro del núcleo central, donde el esfuerzo de compresión es mayor que el esfuerzo de flexión. (Figura N° 2.19).

Las presiones del suelo serán:

$$q_{\max} = \frac{P}{A \cdot B} \left[ 1 + \frac{6e}{A} \right]$$

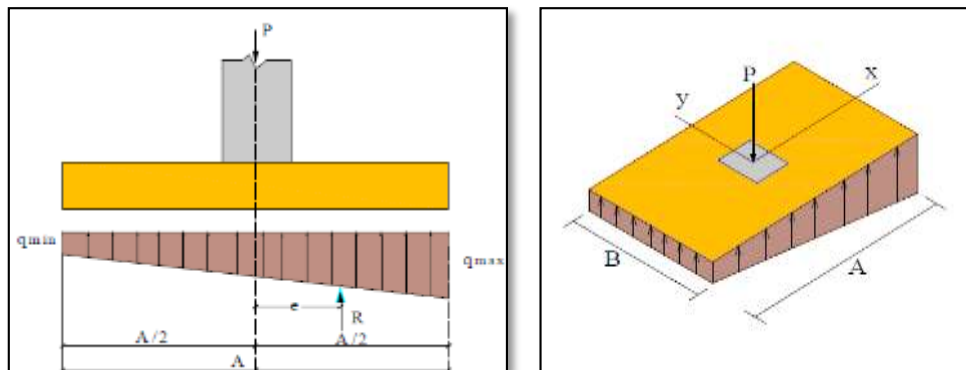
$$q_{\min} = \frac{P}{A \cdot B} \left[ 1 - \frac{6e}{A} \right]$$

Además, que se debe cumplir con la siguiente relación:

$$q_{\max} \leq q_a$$

(CAMACHO TORRICO & SEMPERTEGUI TAPIA, 2009, pág. 80)

**Figura N° 2.15 Caso II (Cuando  $e \leq A/6$ )**



*Fuente: Material de apoyo didáctico "Univ. San Simón, Fundaciones I".*

**Caso III (Cuando  $e = A/6$ )**

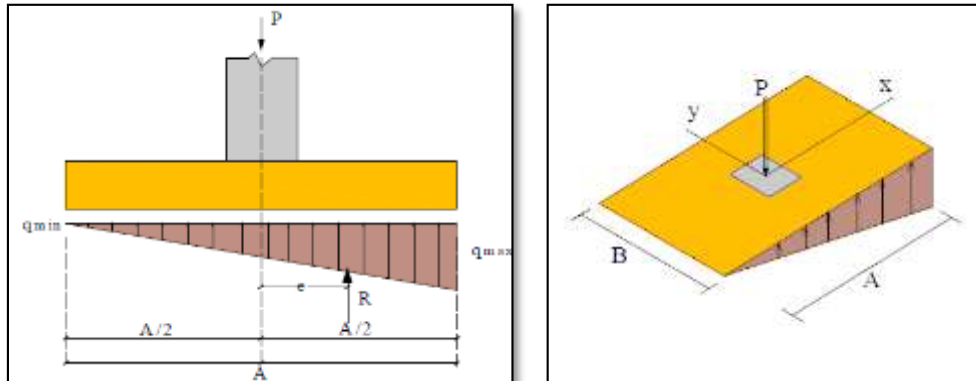
En este caso, la excentricidad se encuentra en el límite del núcleo central, en el cual el esfuerzo directo es igual al refuerzo de flexión. (Figura N° 2.20).

Las presiones del suelo están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$q_{\max} = \frac{2 \cdot P}{A \cdot B}$$

$$q_{\min} = 0$$

**Figura N° 2.16 Caso III (Cuando  $e = A/6$ )**



*Fuente: Material de apoyo didáctico Univ. San Simón, Fundaciones I*

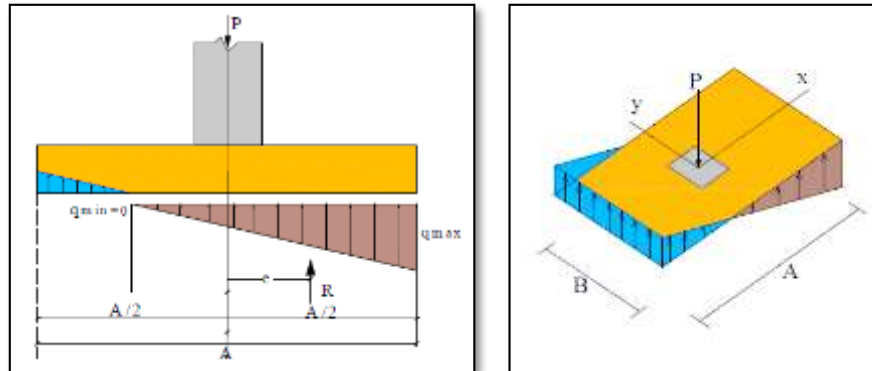
#### **Caso IV (Cuando $e \geq A/6$ )**

En este último caso, la excentricidad se encuentra fuera del núcleo central, si la carga actúa fuera del tercio central se provoca esfuerzos de tracción en el lado opuesto de la excentricidad. Si el esfuerzo máximo debido a la carga P no excede el esfuerzo admisible neto, no se espera que se levante ese lado de la fundación y el centro de gravedad de la distribución triangular de esfuerzos portantes debe coincidir con el punto de acción de la carga P.

Las presiones del suelo están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$q_{\max} = \frac{4 \cdot P}{3 \cdot B(A - 2e)}$$
$$q_{\min} = 0$$

**Figura N° 2.17 Caso IV (Cuando  $e \geq A/6$ )**



*Fuente: Material de apoyo didáctico “Univ. San Simón, Fundaciones I”.*

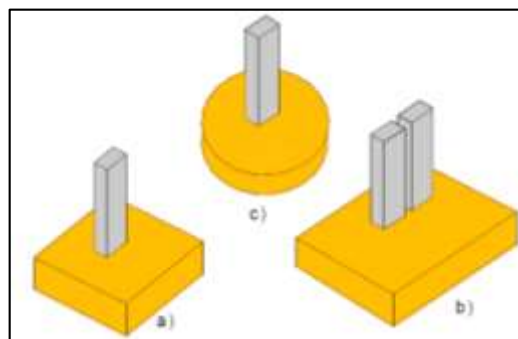
(CAMACHO TORRICO & SEMPERTEGUI TAPIA, 2009)

### **Zapatas aisladas céntricas**

Se define como zapatas aisladas a aquellas que transmiten la carga de una sola columna al suelo, como se puede observar en la Figura N° 2.22 (a). Como excepción, se considera como zapata aislada aquella que sostiene dos soportes contiguos separados por una junta de dilatación, tipo “diapasón” como se muestra en la Figura N° 2.22 (b).

Las zapatas aisladas pueden ser de diversas formas geométricas de acuerdo a las necesidades, su uso es indicado para casos en los que las cargas son relativamente bajas y/o el suelo tenga buena resistencia. (CAMACHO TORRICO & SEMPERTEGUI TAPIA, 2009, pág. 82)

**Figura N° 2.18 Tipos de Zapatas aisladas**



*Fuente: Cálculo de estructuras de cimentación, de “J. Calavera”.*

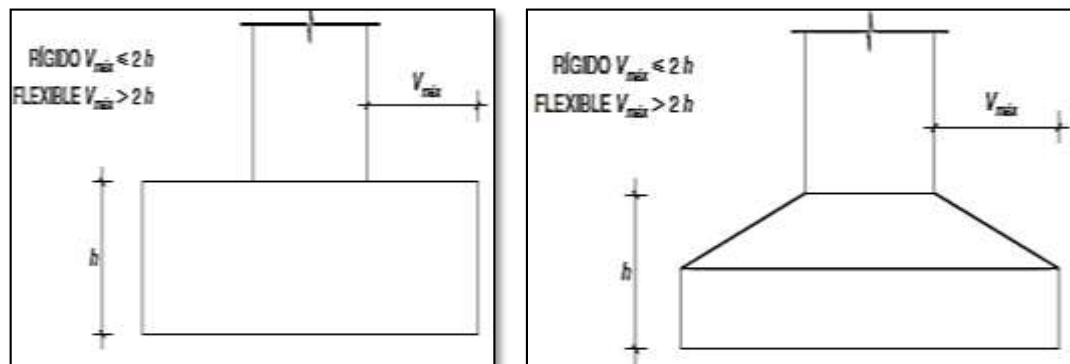


El comportamiento resistente de las zapatas aisladas es complejo. Sin embargo, los métodos de cálculo admitidos por las normas son suficientemente seguros, ya que están basados en una extensa experimentación.

Tanto la instrucción española como el Eurocódigo de hormigón distinguen entre zapatas rígidas y zapatas flexibles.

- Se considera **rígidas** a las zapatas cuyo vuelo  $v$ , en ambas direcciones, no supera  $2h$ , siendo  $h$  el canto máximo. En ellas la distribución de presiones sobre el terreno puede suponerse plana; pero para su cálculo como piezas de hormigón, al igual que sucede en las ménsulas cortas, no puede aplicarse la teoría general de flexión, válida para piezas esbeltas (dimensionamiento en base a los momentos flectores y esfuerzos cortantes), sino que es necesario aplicar el método de las bielas y tirantes,
- Por el contrario, se considera **flexibles** a las zapatas cuyo vuelo es superior a  $2h$  en alguna de las direcciones principales. En ellas la distribución de presiones sobre el terreno depende de la rigidez relativa entre suelo y zapata; el suponer una ley plana queda del lado de la inseguridad para la comprobación de las presiones, que serán mayores en el centro de la zapata para carga centrada y zapata muy flexible. El cálculo de esta se hace por la teoría general de la flexión, como si fuera una losa o una viga plana. (Jimenez Montoya, 2000)

**Figura N° 2.19 Zapatas rígidas y flexibles**



*Fuente: Hormigón Armado "Jiménez Montoya" (14.ª Ed.)*

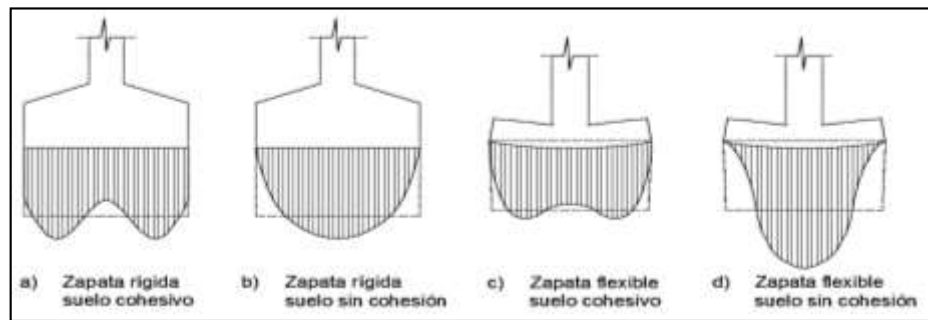
### Distribución de presiones

La distribución de presiones debajo de una zapata con una carga puntual no es uniforme. La forma de distribución de presiones depende del tipo de material de apoyo y del grado de rigidez de la zapata, tal y como se observa en la Figura N° 2.24. Cuando la distribución de esfuerzos es irregular se crea un problema de resolución bastante complejo, entonces se adopta, para simplificar el cálculo, una repartición lineal de presiones la cual en la práctica demuestra tener poca variación con la repartición real de presiones.

Para zapatas que descansan sobre suelos granulares gruesos, la presión es mayor en el centro de la zapata y disminuye hacia el perímetro.

En contraste, en suelos arcillosos las presiones son mayores cerca del borde que en el centro de la zapata, puesto que en este tipo de suelos la carga produce una resistencia a cortante alrededor del perímetro, la cual se adiciona a la presión hacia arriba. (Jimenez Montoya, 2000)

**Figura N° 2.20 Distribución de presiones bajo una zapata**



*Fuente: Hormigón Armado de “Jiménez Montoya” (14° Ed.)*

### Dimensionamiento de zapata aislada flexible con carga centrada

#### a) Dimensionamiento en planta de la zapata

Si se asume una distribución uniforme de tensiones, las dimensiones “a” y “b” de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno.

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

Donde:

$A$  = Área necesaria en planta de la zapata =  $a \cdot b$ .

$\sigma_{adm}$  = Tensión admisible del terreno.

$N$  = Carga centrada de servicio (sin mayorar).

$P$  = Peso propio de la zapata (al no ser conocido este valor, se admite un 5% de  $N$ ).

### b) Dimensionamiento del canto de la zapata

Para el cálculo resistente del hormigón, puede considerarse una tensión uniforme del terreno, prescindiendo del peso propio de la zapata, ya que al fraguar el hormigón queda en un estado en el que las tensiones son nulas.

$$\sigma_t = \frac{N}{a \cdot b} \cdot 4.$$

Donde:

$\sigma_t$  = Tensión uniforme del terreno sobre la zapata.

$N$  = Axil transmitido por el soporte.

Por razones económicas el canto debe ser el menor posible, evitando así que las zapatas necesiten armadura por cortante, reduciendo también el volumen de hormigón sin que aumenten las armaduras longitudinales, que suelen estar controladas por las cuantías geométricas mínimas establecidas por las normas.

Por este motivo, se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil valores inferiores al mayor de los dos siguientes:

$$d \geq \begin{cases} d_2 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{(a_0 + b_0)}{4} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} \end{cases}$$

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

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

Donde:

d = Canto útil.

a, b = Dimensiones en planta de la zapata.

a<sub>o</sub>, b<sub>o</sub> = Dimensiones en planta de la columna.

f<sub>vd</sub> = Resistencia convencional del hormigón a cortante.

f<sub>cd</sub> = Resistencia de cálculo del hormigón.

γ<sub>f</sub> = Coeficiente de seguridad de la sollicitación (γ<sub>f</sub> = 1.6).

σ<sub>t</sub> = Tensión uniforme del terreno sobre la zapata.

### c) Determinación de las armaduras principales (Cálculo a flexión)

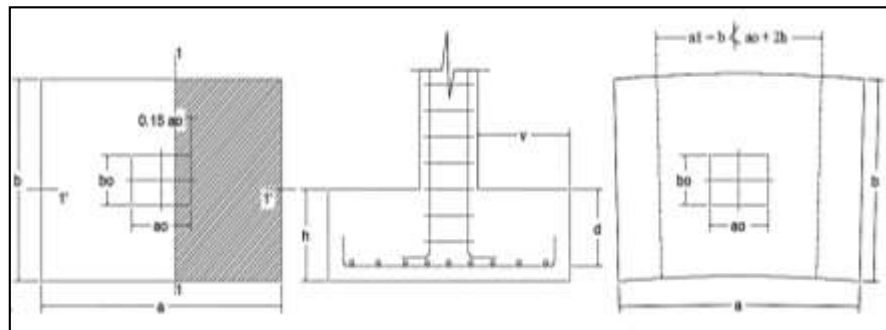
La determinación de la armadura a tracción para zapatas flexibles debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones.

La armadura se determina en las secciones 1-1 y 1'-1', medidas a una distancia de:

$$0,15 \cdot a_o \quad \text{ó} \quad 0,15 \cdot b_o,$$

de la cara interior de los paramentos, como se muestra en la figura.

**Figura N° 2.21 Cálculo a flexión de una zapata flexible**



*Fuente: Hormigón Armado de "Jiménez Montoya" (14ª. Ed.)*

Las normas exigen que la sección total de armadura, en una dirección, no sea inferior al 20% de la correspondiente en la otra dirección.

El momento de cálculo en la sección 1-1, debido a carga del terreno  $\sigma_t = N/(a \cdot b)$  es:

$$M_{ad} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2a} \left( \frac{a - a_0}{2} + 0.15 \cdot a_0 \right)^2$$

Donde:

a = Lado mayor de la zapata.

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

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones  $b \cdot d$ , puede determinarse mediante la fórmula simplificada para el momento reducido de cálculo.

Momento reducido de cálculo:

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

Cuantía mecánica:

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

Capacidad mecánica del acero:

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

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

Armadura mínima:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

La cuantía mínima exigida por la norma para el acero a ser utilizado es:  $\rho \geq 0.0015$  para acero AE-50. (Jimenez Montoya, 2000)

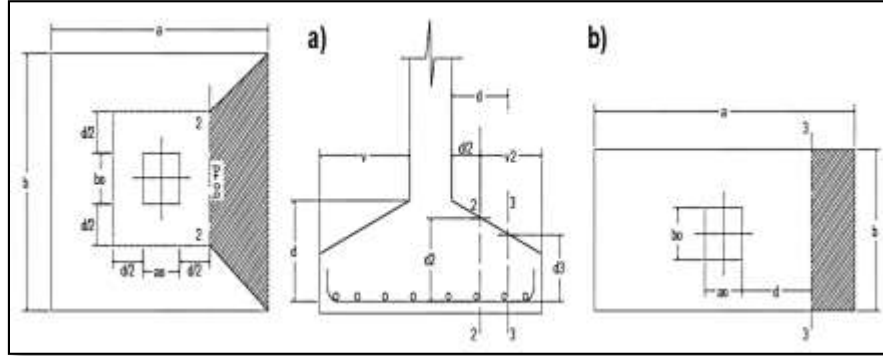
### **Comprobación a cortante y Punzonamiento**

Se debe realizar comprobaciones a esfuerzo cortante, a punzonamiento y de adherencia.

Como resistencia convencional del hormigón a cortante se adopta el valor:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot (f_{cd})^{1/2} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

**Figura N° 2.22 Comprobaciones a cortante y punzonamiento**



*Fuente: Hormigón Armado de “Jiménez Montoya” (14° Ed.)*

- **En Zapatas rígidas ( $v \leq 2h$ , en ambas direcciones)**

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

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

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

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

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

- **En Zapatas flexibles ( $v > 2h$ , en alguna dirección principal)**

En las zapatas flexibles es necesario efectuar una doble comprobación: a esfuerzo cortante y a punzonamiento. La comprobación a cortante es idéntica a la indicada para las zapatas rígidas en el apartado anterior.

Esta comprobación debe efectuarse en la sección 3-3 cuando sea  $a - a_o \geq b - b_o$ ; en caso contrario, se comprobará en la sección ortogonal.

La comprobación a punzonamiento se efectúa, como en las placas, en la sección crítica  $A_c$  formada por las cuatro secciones verticales separadas  $d/2$  de los paramentos del soporte, es decir, en la sección  $A_c = 2(a_o + d + b_o + d) \cdot d$ .

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

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

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

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

Evidentemente, es menor que el correspondiente a la Instrucción española<sup>5</sup>.

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

(Jimenez Montoya, 2000)

### **Comprobación de adherencia**

La comprobación de adherencia se efectúa en las mismas secciones de referencia, 1-1 y 1'-1', tornadas para la flexión. En el caso de soportes de hormigón, el cortante de cálculo en la sección 1-1 es:

$$V_d = \frac{Y_f \cdot N}{a} \left( \frac{a - a_o}{2} + 0,15 \cdot a_o \right)$$

La armadura se encuentra en buenas condiciones de adherencia cuando sea:

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \phi} = f_{cd} = k \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

En donde  $n$  es el número de barras de diámetro  $\phi$ , y  $k$  una constante con el valor  $k=0,95$  para las zapatas rígidas, y  $k = 2,00$  para las flexibles<sup>6</sup>. (Jimenez Montoya, 2000)

## **2.8. Estrategia para la ejecución del proyecto**

### **2.8.1. Especificaciones técnicas**

Son aquellas que definen la calidad de la obra que se desea ejecutar, en términos de calidad y cantidad de los trabajos en general.

En el caso de la realización de estudio o construcción de obras, éstas forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos, ya que sirven para definir la calidad del producto, la cual no se puede apreciar de manera visual en los planos. De modo que, se debe redactar una descripción de lo que se necesita producir y que vaya acompañado con los requerimientos, evitando así interpretaciones equivocadas.

Su objetivo radica en que en determinado momento ayuda a aclarar un proceso de diseño y/o constructivo.

En cualquier caso, en las Especificaciones Técnicas se establecerá necesariamente los siguientes datos de los materiales para la obra:

- Tipo, clase y categoría de cemento.
- Tipos de acero.
- Resistencia especificada para el hormigón

Si para una misma obra se prevén distintos tipos de un mismo material, se detallarán, separadamente, cada uno de ellos, indicándose las zonas en que habrá de emplearlos.

En relación con el proceso de ejecución de la obra, se deberán detallar los siguientes aspectos:

- Disposiciones de cimbra y encofrados, cuando no sean las usuales.



- Proceso de hormigonado, con especial referencia a las juntas (dilatación, hormigonado, etc.).
- Proceso de curado, tiempo y condiciones en que debe efectuarse.
- Proceso de desencofrado y descimbramiento.
- Tolerancias dimensionales. (Pasuy A, 2000)

### **2.8.2. Cómputos métricos**

En todo proyecto se deberá incluir un detallado y completo cómputo métrico, y/o mediciones, tanto de las cantidades de hormigón y acero a utilizarse en la construcción de la estructura como de las excavaciones y rellenos, y demás elementos auxiliares requeridos. Por otra parte, deberán especificarse también las características correspondientes a dichos materiales, necesarios para poder efectuar su correcta valoración al confeccionar el presupuesto de la obra.

Se recomienda realizar las mediciones, expresando: las excavaciones y rellenos, en metros cúbicos; los hormigones, en metros cúbicos; las armaduras en kilogramos y en la unidad que convenga.

Cuando por circunstancias especiales se considere necesario, en los cómputos métricos podrán incluso detallarse por separado, los datos correspondientes a cada uno de los materiales componentes del hormigón. (Pasuy A, 2000)

### **2.8.3. Análisis de Precios unitarios**

Precio unitario es el importe de la remuneración o pago total que debe cubrirse por unidad de concepto terminado y ejecutado conforme al proyecto, especificaciones de construcción y normas de calidad. La integración de este requiere del conocimiento técnico de la obra y del marco normativo vigente.

Esto ayuda a obtener un soporte práctico y podrá evaluar el rendimiento de la fuerza de trabajo y del equipo que intervienen en cada concepto, así como el costo de los insumos de acuerdo a cada región económica.

El precio unitario se integra con los costos directos correspondientes al concepto de trabajo (mano de obra, materiales, maquinaria o equipo de construcción), los costos

Indirectos (administración de oficinas centrales y oficinas de campo), el costo por financiamiento, el cargo por la utilidad del contratista y los cargos adicionales (impuestos). La enumeración de los costos y cargos mencionados para el análisis, cálculo e integración de estos, tiene por objeto cubrir en la forma más amplia posible los recursos necesarios para realizar cada concepto de trabajo. (Pasuy A, 2000)

#### **2.8.4. Presupuesto general de la obra**

Se basa en la previsión del total de los costos involucrados en la obra de construcción incrementados con el margen de beneficio que se tenga previsto.

Las mediciones y el presupuesto de obra tienen como finalidad dar una idea aproximada y lo más real posible del importe de la ejecución del proyecto. (Pasuy A, 2000)

#### **2.8.5. Cronograma de ejecución de la obra**

El cronograma de ejecución de obra es una representación gráfica y ordenada con tal detalle para que un conjunto de actividades, de la parte estructural de la obra, se lleven a cabo en un tiempo estipulado y bajo condiciones que garanticen la optimización del tiempo.

Esta herramienta indica la organización del proyecto, en la realización de una serie pasos para la culminación de actividades. Son la base principal de ejecución de una producción organizada a través de un plan de obra. (Pasuy A, 2000)

## CAPÍTULO III

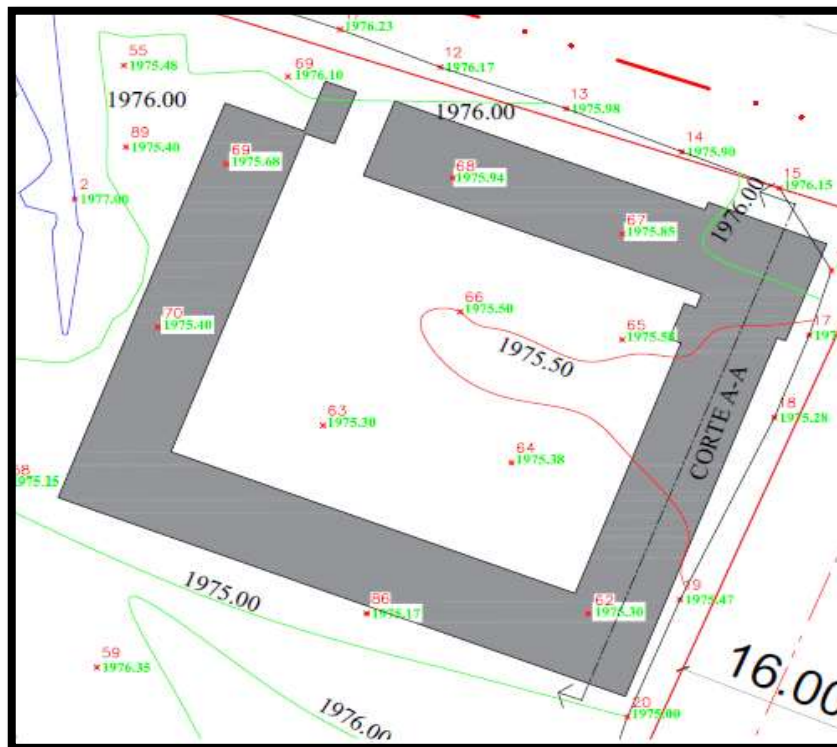
### 3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

#### 3.1. Análisis del Levantamiento Topográfico

El levantamiento topográfico fue realizado con estación total y de este se obtiene las curvas de nivel.

El terreno cuenta con una superficie útil de 16448,11 m<sup>2</sup>, de la cual el proyecto solo ocupará una parte del terreno, la superficie del terreno es suficiente para la posibilidad de una futura expansión, de acuerdo a la demanda que podría presentarse. Topográficamente el área de emplazamiento cuenta con desniveles máximo de 1 m: tomando la parte norte con nivel 0,0 m, con una cota de 1976.10 msnm hasta llegar al nivel -1.00 m. con una cota de 1975.10 msnm oeste; se muestra un detalle del levantamiento topográfico del terreno. (Anexo 2)

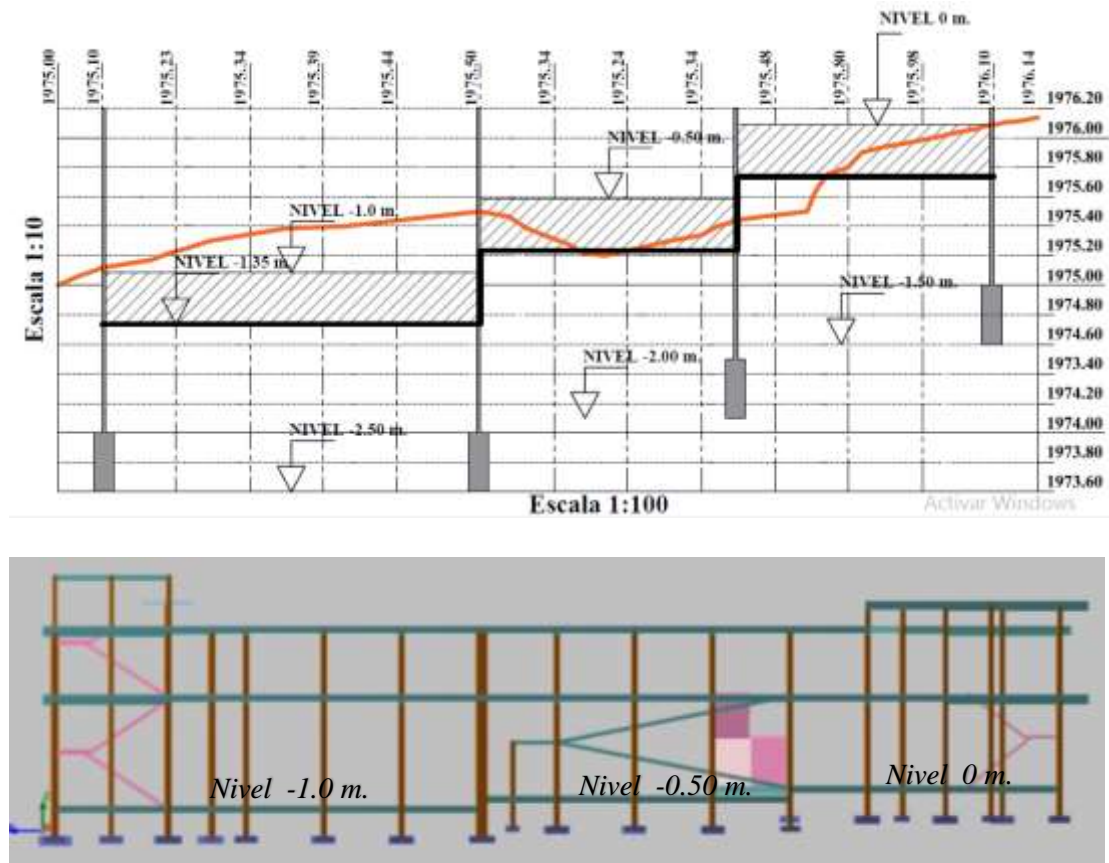
**Figura N° 3.1 Levantamiento topografico**



*Fuente: Elaboración propia*

Lo cual para ello se tuvo que realizar de forma escalonada para compensar el desnivel de un metro ya que no se tiene una pendiente pronunciada, se desglosó en tres tramos cada 0.50 metros de desnivel, en la siguiente gráfica se representa en líneas negras el nivel de las vigas de planta baja y en color naranja el perfil del suelo natural.

**Figura N° 3.2 Perfil longitudinal**

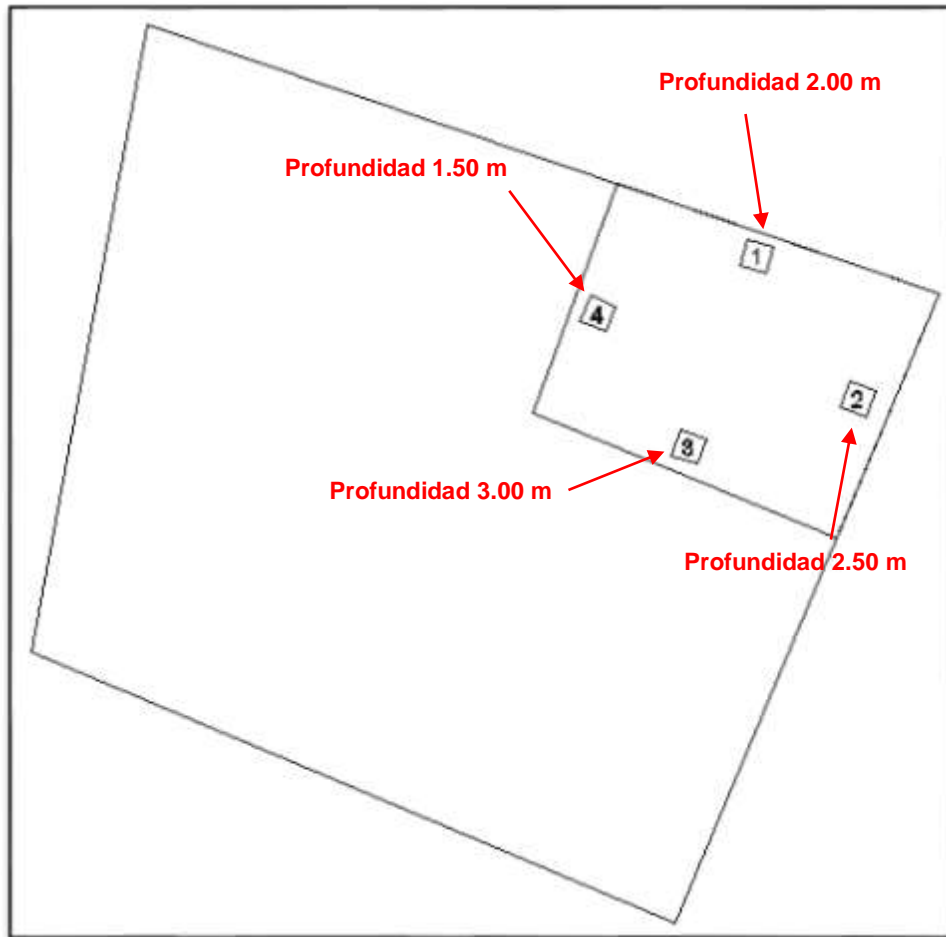


### 3.2. Análisis del Estudio de Suelos

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de SPT (Ensayo de Penetración Estándar).

El estudio se llevó a cabo en el lugar de emplazamiento del proyecto, en el cual se excavó cuatro pozos en lugares estratégicos del terreno (Figura N° 3.2) con dimensiones de 1.10 x 1.10 m y a profundidades de 1.50 m, 2.00 m, 2.50 m y 3.00 m.

**Figura N° 3.3 Puntos en los que se realizó el estudio de suelos**



*Fuente: Elaboración Propia*

El estudio fue ejecutado por la empresa Consultora y Constructora CEPAS (ver ANEXO 3), dando como resultado los datos que se presentan a continuación:

**Tabla N° 3.1 Características del Suelo**

N° Pozo	Profundidad (m)	Tipo de Suelo
1	0.00 – 2.00	CL=Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas arenosas o arcillas limosas. A – 6 (8)
2	0.00 – 2.50	CL=Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas arenosas o arcillas limosas. A – 6 (8)

3	0.00 – 3.00	CL= Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas arenosas o arcillas limosas A – 6 (8)
4	0.00 – 1.50	CL= Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas arenosas o arcillas limosas. A – 6 (8)

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

**Tabla N° 3.2 Contenido de Humedad natural del terreno**

N° Pozo	Profundidad (m)	Grado de Humedad Promedio
1	2.00	8.92 % (Bajo)
2	2.50	9.33 % (Bajo)
3	3.00	9.42 % (Bajo)
4	1.50	9.05 % (Bajo)

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

**Tabla N° 3.3 Capacidad Portante de los pozos estudiados**

N° Ensayo	Profundidad (m)	N° de Golpes	Capacidad Portante (kg/cm <sup>2</sup> )
1	2.00	59	5.86
2	2.50	63	5.95
3	3.00	65	6.05
4	1.50	61	5.89

Luego de este estudio, la resistencia del suelo de cimentación arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arenosas, limosas con una capacidad portante de 5.89 kg/cm<sup>2</sup>.

Se desarrolló la validación de los resultados, el cual mediante fórmulas empíricas (Terzaghi, Meyerhof, Hansen), datos obtenidos de la clasificación del suelo, numero de golpes y tablas se determinó que la capacidad portante de 3.4 kg/cm<sup>2</sup> a una profundidad de 1.50 m. (Anexo 3)

### 3.3. Análisis del Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico fue elaborado en base a los planos modelos otorgado por el Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija, consiste en una edificación de dos niveles destinados a ambientes como aulas de estudio, aulas técnicas, ambientes administrativos, laboratorios, comedores, etc. En general todos los ambientes son amplios, de luces considerables de acuerdo a sus finalidades (ver ANEXO 13).

Figura N° 3.4 Modelado 3D plano arquitectónico del Colegio Técnico



*Fuente: Elaboración Propia*

A continuación, se detallará de qué consta cada nivel:

- Planta Baja: Área de espera, 2 salas de reuniones, 2 secretarías, 2 cocinas, 6 aulas, 3 baterías de baños, biblioteca, laboratorio de física y química, taller de biología, enfermería, sala de uso múltiple, portería, aula de metalúrgica y soldadura, aula de mecánica, gabinete de psicología y gabinete de cámaras de seguridad.
- Planta Alta: Dirección, sala de profesores, secretaria, cocina, taller de tecnología, 9 aulas, 4 baterías de baños, salón de actos con escenario, aula de repostería y cocina, peluquería.

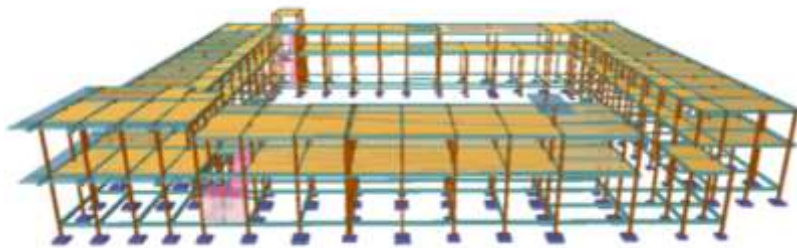
### 3.4. Modelo Estructural

Una vez obtenida la topografía, el estudio de suelo y el diseño estructural, se procederá a realizar el modelo estructural de la edificación.

#### 3.4.1. Estructura de la edificación

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos; los cuales están compuestos por:

**Figura N° 3.5 Vista frontal de la estructura**



*Fuente: Cypecad 2017*

**Figura N° 3.6 Vista Lateral de la estructura**



*Fuente: Cypecad 2017*

- **Columnas:** Compuestas por secciones cuadradas, rectangulares y circulares.
- **Vigas:** Compuestas de secciones rectangulares.
- **Entrepisos y cubierta:** Constituidos por losas alivianadas con viguetas pretensadas y losa reticular.



Los pórticos están vinculados a las zapatas superficiales aisladas.

### **3.4.2. Fundaciones**

Las fundaciones estarán compuestas de zapatas aisladas. Las cargas provenientes de la estructura son moderadas debido a la magnitud de la obra, como así también del tipo de suelo de fundación.

### **3.5. Normas Consideradas**

Para el diseño de los elementos estructurales se empleó el método de los estados límites últimos, y el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87, por tanto, además de los materiales utilizados, se deben definir los coeficientes de minoración de resistencias y de mayoración de cargas, ya especificados en el capítulo 2.6 y en la propuesta de proyecto de ingeniería civil.

### **3.6. Análisis, Cálculo y Diseño estructural (Análisis de carga)**

#### **3.6.1. Características del Proyecto**

El edificio en estudio está proyectado en la Ciudad de Tarija, constituido por dos plantas. La luz de columna a columna máxima es de 4,50 m y 6,60 m, los niveles de las plantas son de 4,64 m. para la planta baja y 3.50 m. para la planta alta.

Se plantea losas alivianadas con viguetas pretensadas y complemento de plastroformo como estructura de entrepisos y parte de la estructura de sustentación de cubierta por ser compatible con las dimensiones que se tiene para que funcione correctamente la luz máxima para la disposición de las viguetas. Se cuenta con 3 escaleras de hormigón armado.

Se plantea zapatas aisladas cuadradas de hormigón armado que son compatibles con las características del suelo de fundación. La profundidad de las zapatas es de 1,50 m, las cuales están dispuestas de una forma regular sobre la superficie del terreno.

#### **3.6.1.1. Materiales**

Los materiales usados en el diseño de los diferentes elementos estructurales corresponden a materiales comercializados actualmente en nuestro medio, y que se

Enmarcan dentro de las especificaciones y limitaciones de las normativas ya mencionadas.

### **Hormigón**

Para los elementos de hormigón armado se usará hormigón con la resistencia característica a compresión a los 28 días de  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$ , Control Normal y Factor de Minoración de 1,50.

Además, presentará las siguientes características:

- Peso específico del hormigón  $2500 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad  $333.000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson 0.2

### **Acero de Refuerzo**

Para los refuerzos longitudinales y transversales de los elementos de hormigón se usará acero A-500 con las siguientes características:

- Límite de Fluencia  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$
- Límite de Ruptura  $5000 \text{ kg/cm}^2$ , Control normal
- Factor de minoración 1,15.
- Peso específico  $7860 \text{ kg/cm}^3$
- Módulo de elasticidad  $2.000.000 \text{ kg/cm}^2$

#### **3.6.1.2. Características del suelo de fundación**

##### **Clasificación según la norma AASHTO y el Sistema S.U.C.S.**

La clasificación del suelo a nivel fundación (1,50 m de profundidad) corresponde a un suelo CL (Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas arenosas o arcillas limosas, según sistema S.U.C.S.) o A – 6 (8) (según la norma AASHTO).

##### **Capacidad portante del suelo**

La capacidad portante del suelo en el cual se emplazará el proyecto a una profundidad de 1,50 m., es de  $3.40 \text{ kg/cm}^2$ .

### 3.6.1.3. Pre dimensionamiento de los elementos estructurales

#### Pre dimensionamiento de Columnas

Las dimensiones de las columnas inicialmente se asumirán 25 x 25 cm; de acuerdo a las solicitaciones se analizará la sección más conveniente de la columna para evitar cuantías de acero elevadas.

#### Pre dimensionamiento de Vigas

Se recomienda utilizar:

$$h = \frac{l}{12}$$

Se tiene luces de longitud tanto en las direcciones “x” y “y”:  $l = 4,50$  m. y  $6,60$  m.

Para una luz de  $4,50$  m

$$h = \frac{450}{12}$$

$$h = 37,5 \text{ cm}$$

Para una luz de  $6,60$  m

$$h = \frac{660}{12}$$

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

El canto de la viga por seguridad y constructivamente se asumirá:

$$h = 40 \text{ cm} \quad \text{y} \quad h = 55 \text{ cm}$$

Para la base de la viga se puede considerar  $b = h/2$

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

Por recomendación de la norma, la base mínima debe ser de  $25$  cm

Por lo tanto, el pre dimensionamiento de las vigas queda de la siguiente manera:

**Vigas de  $40$  cm x  $25$  cm. y Vigas de  $55$  cm x  $25$  cm.**

#### 3.6.1.4. Cargas consideradas en el diseño

Las cargas consideradas en el diseño de la estructura, tanto permanentes como sobrecargas de uso, se desarrollan en el ANEXO 4. A continuación se presenta una tabla resumen de las cargas consideradas en el diseño.

**Tabla N° 3.4 Cargas Consideradas en la Estructura de Hormigón Armado**

Cargas Consideradas		
Cargas Permanentes	Peso Propio H°	2500 Kg/m <sup>3</sup>
	Sobrepiso y Acabados	80 Kg/m <sup>2</sup>
	Muro de Ladrillo Exterior (e=18 cm)h=4,64m	950 kg/m
	Muro de Ladrillo Exterior (e=18 cm)h=3,40m	690 kg/m
	Carpeta de nivelación para desagüe pluvial en cubierta de losa.	240 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecargas de Uso	Despachos y comedores	300 Kg/m <sup>2</sup>
	Sala de reuniones	500 Kg/m <sup>2</sup>
	Escaleras y accesos	400 Kg/m <sup>2</sup>
	Accesible solo para conservación	100 Kg/m <sup>2</sup>
	Barandado	200 kg/m
	Granizo	225 Kg/m <sup>2</sup>

#### 3.6.1.5. Juntas de dilatación

Se denominan juntas de dilatación a los cortes que se dan a una estructura, con el objeto de permitir los movimientos originados por las variaciones de temperatura, la retracción de fraguado, o los asentamientos de los apoyos. Excepto en el caso de los asentamientos, normalmente, solo se tiene en cuenta los efectos de estos movimientos en dirección horizontal. Su magnitud puede determinarse previamente, con exactitud, mediante cálculo.

En principio las juntas de dilatación deben afectar a todos los elementos de la estructura, incluidos los secundarios, tales como muros medianeros de fachada, por ejemplo, a no ser que se trate de elementos rigurosamente estables.

Si por cualquier razón las juntas solo son parciales, es decir, no afectan a algunos elementos secundarios, se deberán adoptar las precauciones necesarias para evitar que las juntas se continúen en dichos elementos, fisurándolos.

Las juntas de dilatación deberán asegurar la estanqueidad y el aislamiento térmico y acústico, de la misma manera que el resto de los elementos de la estructura.

En el caso de edificios corrientes, la separación entre las juntas de dilatación, en 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 a 10°C), 50 m.

$$\Delta L = \alpha * L * \Delta T$$

Donde:

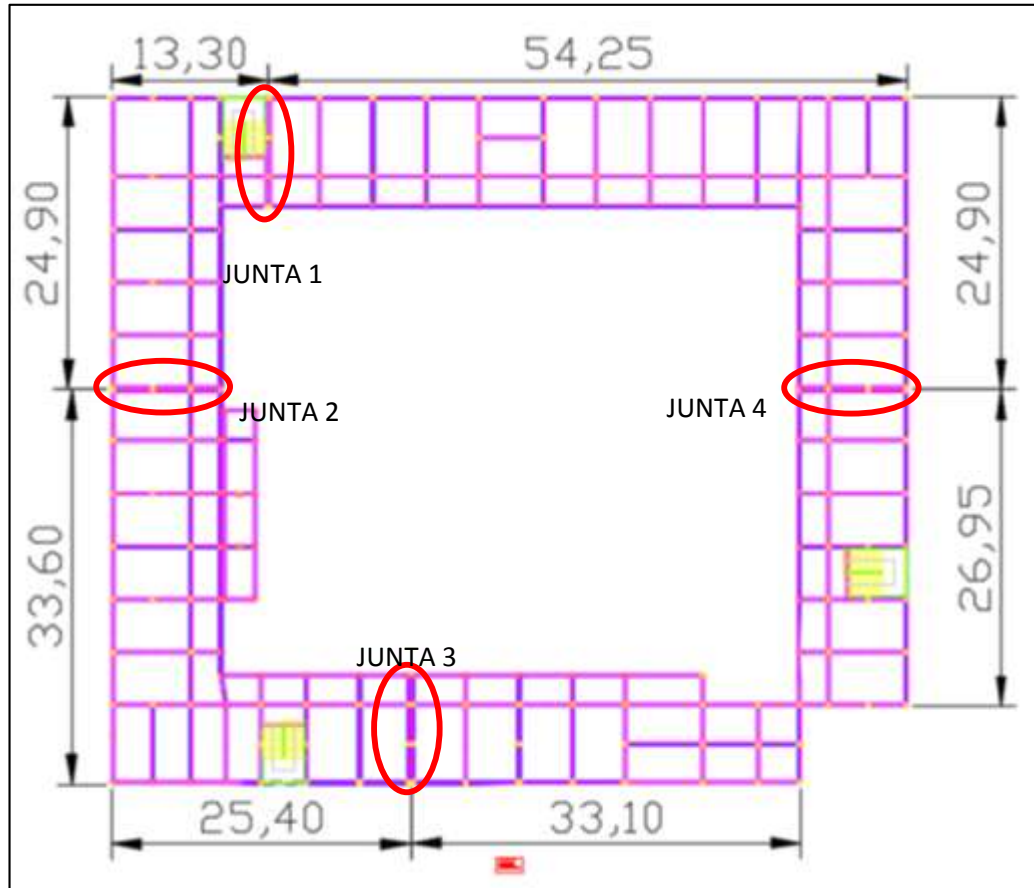
$\alpha$  = Coeficiente de dilatación térmica del hormigón

L = Longitud de cálculo

$\Delta T$  = Variación de temperatura

En caso del diseño estructural del Colegio Técnico Humanístico Santa Fe se tiene una variación térmica de más de 10°C; por lo tanto, se deberá disponer de una junta de dilatación.

Figura N° 3.7 Ubicación de las Juntas de dilatación



Fuente: CYPECAD 2017

Datos:

$\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$  por cada grado centígrado

$T_{\max} = t_f = 30.8 \text{ } ^\circ\text{C}$

$T_{\min} = t_o = - 1.5 \text{ } ^\circ\text{C}$

$$\Delta T = t_f - t_o$$

$$\Delta T = 32,3 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Para el incremento de temperatura del hormigón y resumen climatológico consulte ANEXO 1.

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

La estructura dispondrá de 3 juntas de dilatación:

- 1° Junta de dilatación

$$L_1 = 13.30 \text{ m}$$

$$L_2 = 54.25 \text{ m}$$

$$\Delta L_1 = 1,0 \times 10^{-5} \cdot 13,30 \cdot 32,3 \cdot 100 = 0,43 \text{ cm}$$

$$\Delta L_2 = 1,0 \times 10^{-5} \cdot 54.25 \cdot 32,3 \cdot 100 = 1,75 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{total} = 0,43 \text{ cm} + 1,75 \text{ cm} = 2,18 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{total} = \frac{2,18}{2} = 1,09 \text{ cm}$$

Teniendo una dilatación térmica de 1,09 cm, se adoptará una junta de 2,00 cm constructivamente.

- 2° Junta de dilatación

$$L_1 = 33,60 \text{ m}$$

$$L_2 = 24,90 \text{ m}$$

$$\Delta L_1 = 1,0 \times 10^{-5} \cdot 33,60 \cdot 32,3 \cdot 100 = 1,09 \text{ cm}$$

$$\Delta L_2 = 1,0 \times 10^{-5} \cdot 24,90 \cdot 32,3 \cdot 100 = 0,81 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{total} = 1,09 \text{ cm} + 0,82 \text{ cm} = \text{ cm}$$

$$\Delta L_{total} = \frac{1,91}{2} = 0,96 \text{ cm}$$

Teniendo una dilatación térmica de 0,96 cm, se adoptará una junta de 2,00 cm constructivamente.

- 3° Junta de dilatación

$$L_1 = 33,10 \text{ m}$$

$$L_2 = 25,40 \text{ m}$$

$$\Delta L_1 = 1,0 \times 10^{-5} \cdot 33,10 \cdot 32,3 \cdot 100 = 1,07 \text{ cm}$$

$$\Delta L_2 = 1,0 \times 10^{-5} \cdot 25,40 \cdot 32,3 \cdot 100 = 0,82 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{total} = 1,07 \text{ m} + 0,82 \text{ m} = 1,89 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{total} = \frac{1,89}{2} = 0,95 \text{ cm}$$

Teniendo una dilatación térmica de 0,95 cm, se tomará una junta de 2,00 cm constructivamente.

- 4° Junta de dilatación

$$L_1 = 26,95 \text{ m}$$

$$L_2 = 24,90 \text{ m}$$

$$\Delta L_1 = 1,0 \times 10^{-5} \cdot 26,95 \cdot 32,3 \cdot 100 = 0,87 \text{ cm}$$

$$\Delta L_2 = 1,0 \times 10^{-5} \cdot 24,90 \cdot 32,3 \cdot 100 = 0,81 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{total} = 0,87 \text{ m} + 0,81 \text{ m} = 1,68 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{total} = \frac{1,68}{2} = 0,84 \text{ cm}$$

Teniendo una dilatación térmica de 0,84 cm, se tomará una junta de 2,00 cm constructivamente.



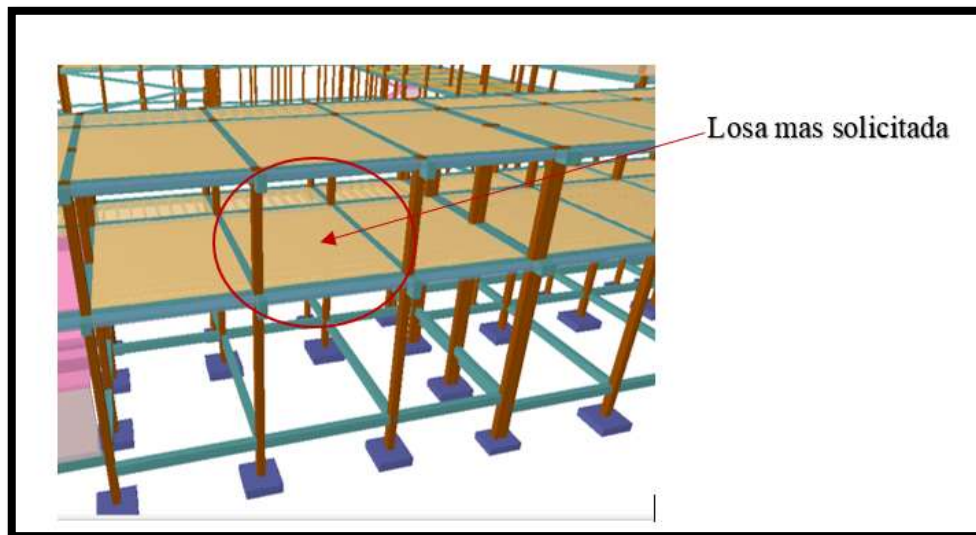
### 3.6.2. Elementos más solicitados

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. Como resultado, se muestra en el siguiente gráfico un croquis donde se pueden ubicar las piezas estructurales a ser analizadas:

#### **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.

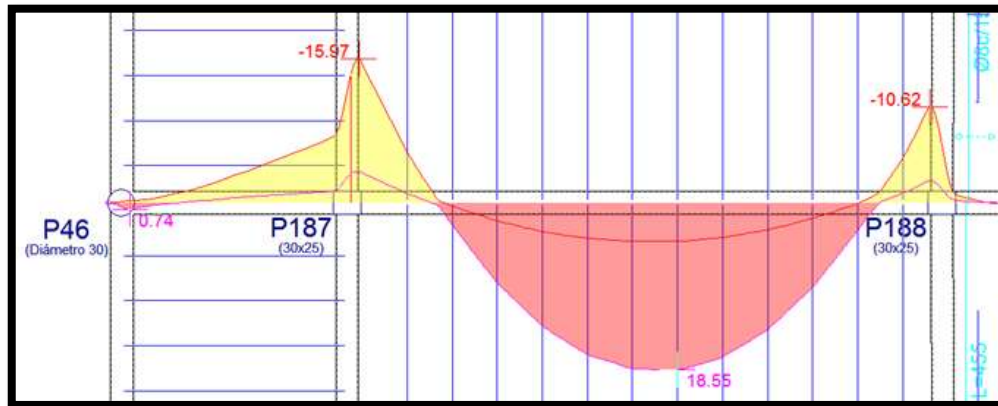
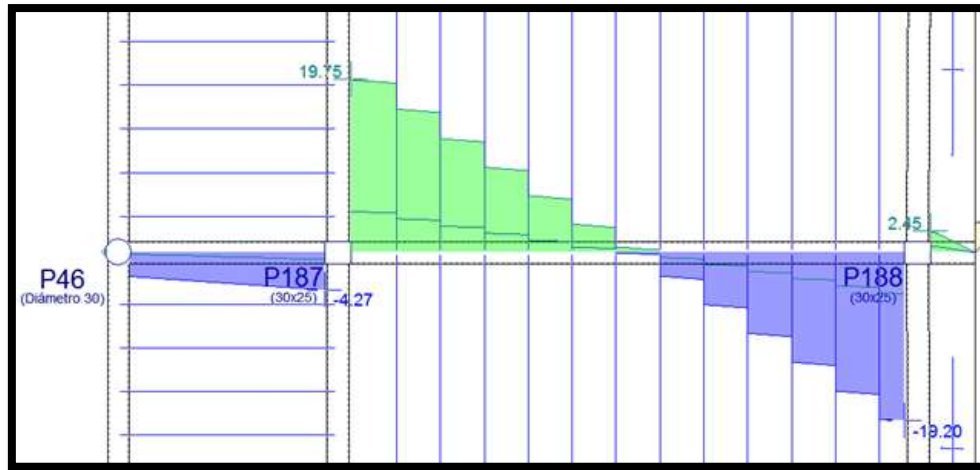
Además, se comprobó la armadura de una losa casetonada que se dispuso en losas de gran luz.



#### **Viga**

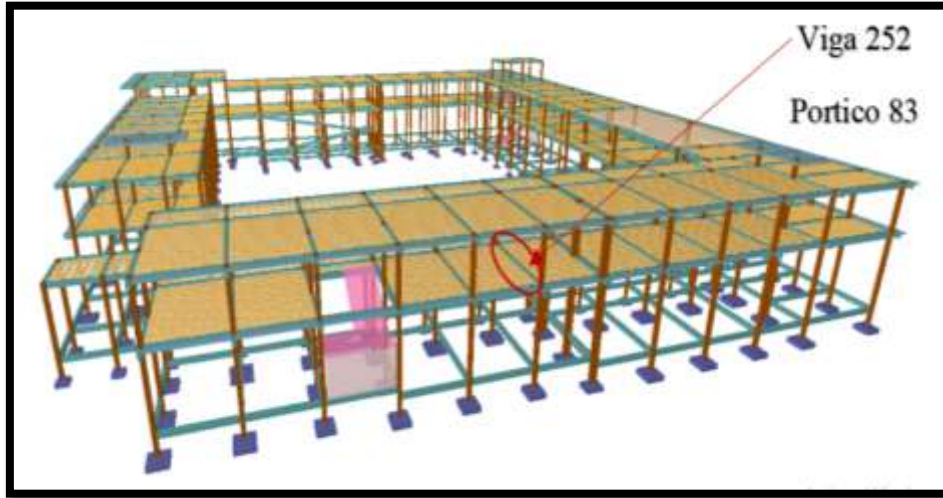
Los esfuerzos de cálculo en los E.L.U. (Estados Limites Últimos) vienen dados por las envolventes:

Figura N° 3.8 Envolventes de M y V del Pórtico 83, Viga 252



Fuente: CYPECAD 2017

**Figura N° 3.9 Pórtico 83, Viga 252**

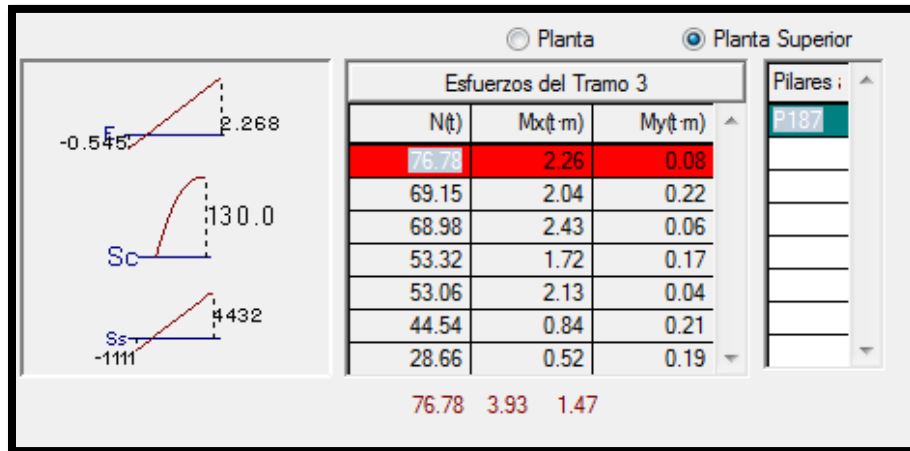


*Fuente: CYPECAD 2017*

**Columna**

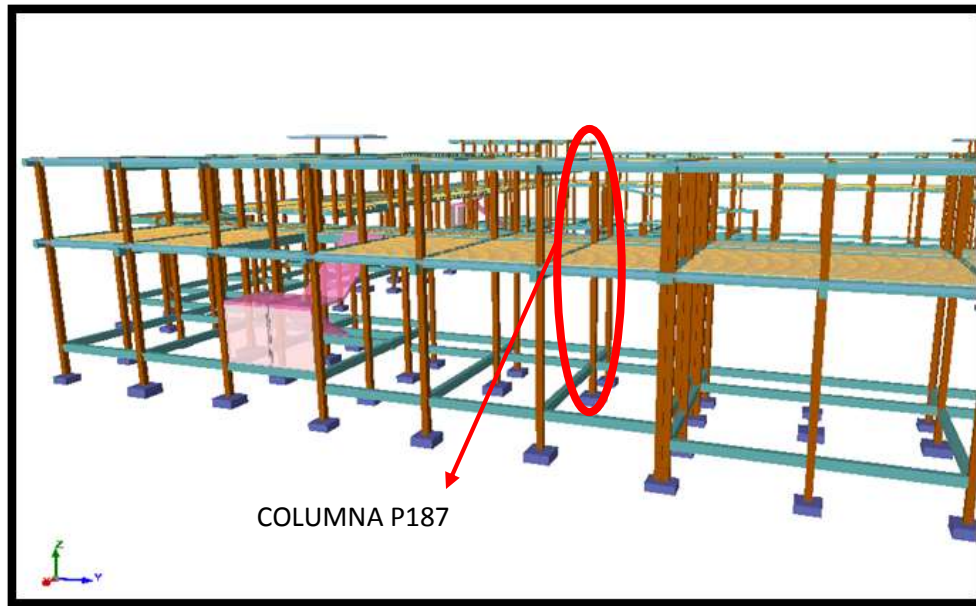
El programa dimensionó el pilar más solicitado en E.L.U. (Estados Límites Últimos) son:

**Figura N° 3.10 Esfuerzos de diseño de la Columna P187**



*Fuente: CYPECAD 2017*

**Figura N° 3.11 Columna P187**

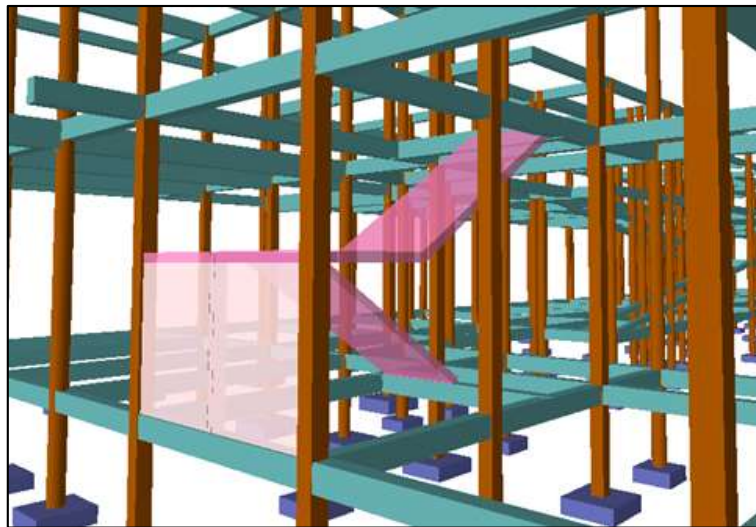


*Fuente: CYPECAD 2017*

### **Escalera**

La estructura consta con tres escaleras convencionales, ambas tienen el mismo dimensionamiento, se analizará el diseño de una de ellas.

**Figura N° 3.12 Escalera**

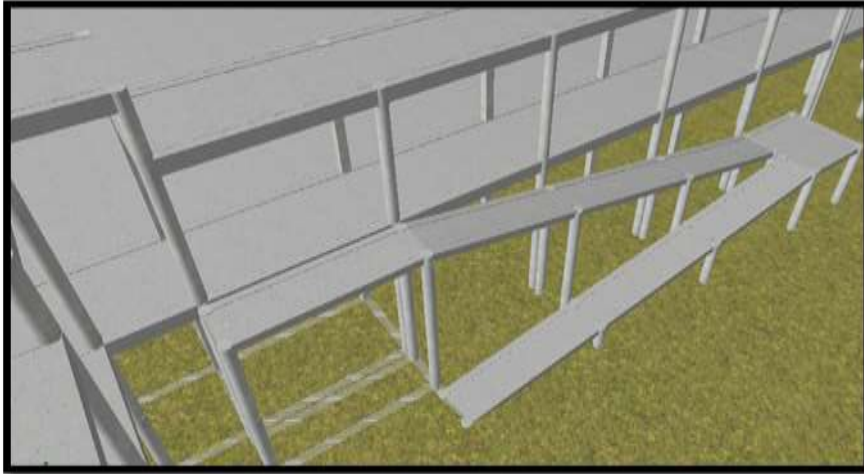


*Fuente: CYPECAD 2017*

## Rampa

La rampa a diseñar es de dos tramos, tal como se muestra en la siguiente figura.

**Figura N° 3.13 Rampa**



*Fuente: CYPECAD 2017*

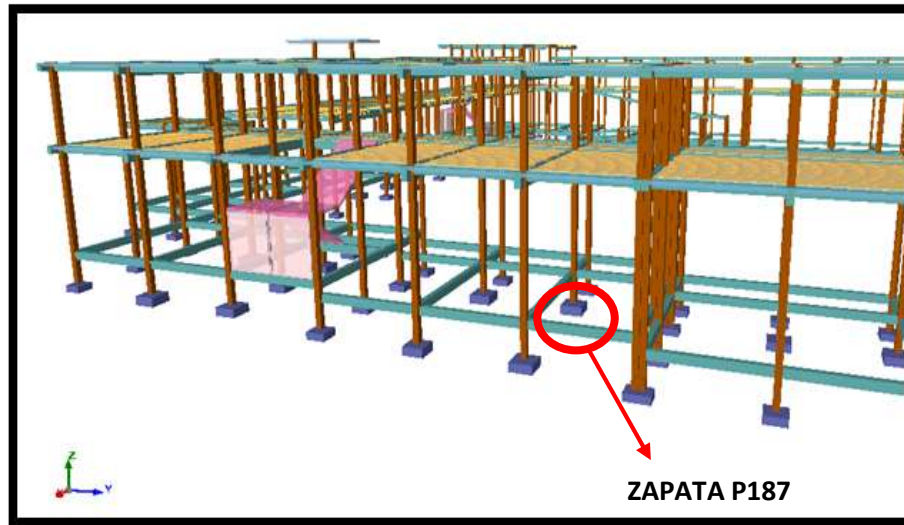
## Zapata

Para la zapata elegida, sus esfuerzos de cálculo en E.L.U. (Estados Límites Últimos) datos que se obtuvieron de listado son:

**Tabla N° 3.5 Esfuerzos de diseño de la Zapata P187**

Columna	Esfuerzos		
	Nd (ton)	Mdx (ton-m)	Mdy (ton-m)
<b>P187</b>	86.29	0.38	0.22

**Figura N° 3.14 Zapata P187**



*Fuente: CYPECAD 2017*

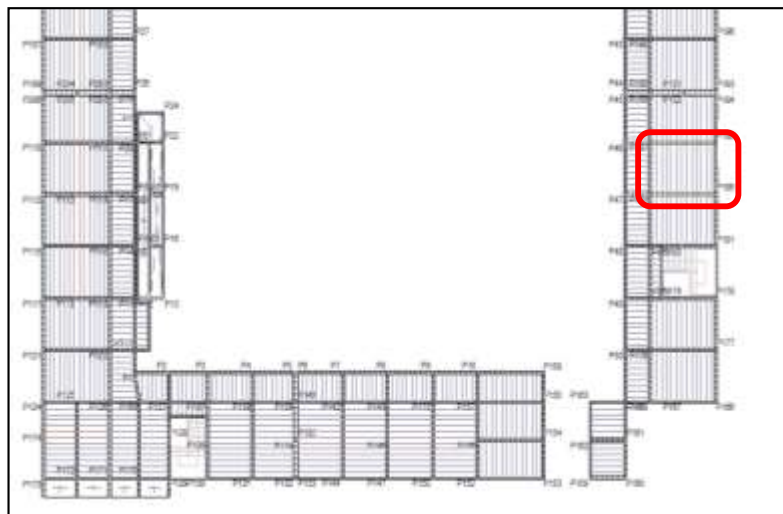
### **3.7. Diseño y Verificación de los Elementos Estructurales**

#### **3.7.1. Diseño de Losas**

##### **3.7.1.1. Losa Alivianada**

El diseño y verificación se realizará a la losa del primer piso que está entre las columnas P-184, P-186, P-187, y P-188.

**Figura N° 3.15 Representación gráfica de la losa**



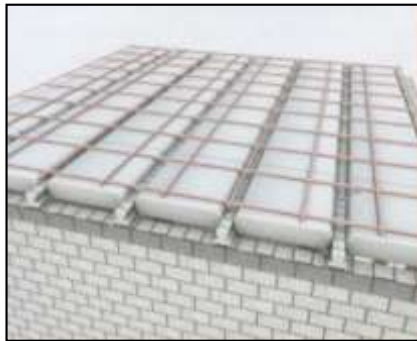
*Fuente: CYPECAD 2017*



La losa alivianada o forjado unidireccional, llamado así por que reparte las cargas que recibe en una sola dirección, está compuesta por:

- a) Viguetas Pretensadas
- b) Complemento aligerante de Plastoformo
- c) Carpeta de compresión de Hormigón armado

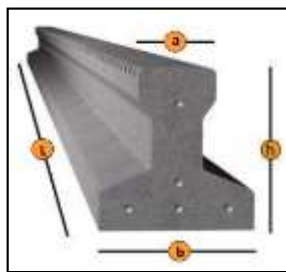
**Figura N° 3.16 Losa Alivianada con viguetas pretensadas**



**a) Viguetas Pretensadas**

Para la losa alivianada se utilizará viguetas pretensadas de la marca CONCRETEC que son reconocidas en nuestro medio y su control de calidad en su fabricación es reconocida a nivel nacional. Las características técnicas de la vigueta pretensada de CONCRETEC son las siguientes: La vigueta pretensada de CONCRETEC es fabricada con tecnología automatizada y de última generación, obteniendo un producto de alta estandarización y calidad, lo cual garantiza las resistencias y funcionalidad en las losas de entre piso y cubiertas.

**Figura N° 3.17 Vigueta Pretensada CONCRETEC**



*Fuente: Ficha Técnica CONCRETEC*

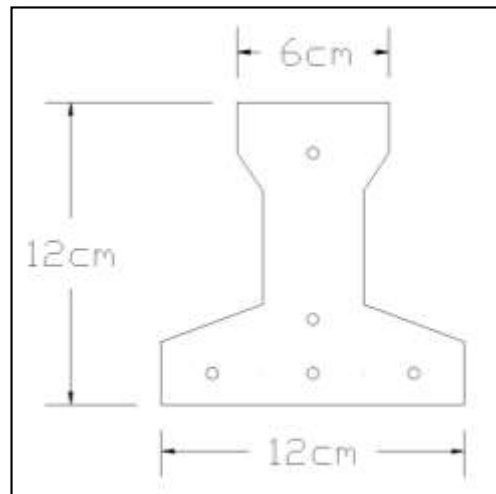
**Tabla N° 3.6 Especificaciones Técnicas de las Viguetas Pretensadas**

Producto	Dimensiones (mm)				Peso Promedio (Kg)	Resistencia del Acero ( $f_yk=Kg/cm^2$ )	Tipo de Hormigón
	A	b	h	L			
Vigueta Pretensada	56	110	114.4	Variable (hasta 9.00 m.)	17.2	18.000	350 $Kg/cm^2$
Vigueta Pretensada	60	121	112	Variable (hasta 9.00 m.)	19	18.000	350 $Kg/cm^2$

*Fuente: Ficha Técnica Viguetas Pretensadas CONCRETEC*

La sección de la vigueta pretensada de CONCRETEC ha sido optimizada para generar una traba perfecta entre la vigueta y la carpeta de compresión, evitando que ésta se desprenda a causa de cualquier tipo de carga aleatoria.

**Figura N° 3.18 Características Geométricas de la Vigueta seleccionada**



*Fuente: Elaboración Propia*



**Sistema de aplicación de la Vigueta Pretensada:**

**Figura N° 3.19 Sistema de Aplicación de la Vigueta**



*Fuente: Ficha Técnica Vigueta Pretensada*

**Tabla N° 3.7 Sistema de Aplicación de la Vigueta Pretensada**

Descripción	Referencia	Dimensiones (cm)	
		Simple	Doble
Distancia entre ejes (Paso)	D	50-55-58-60	62-70-72
Altura de Complemento	$h_1$	de 10 a 25	de 12 a 25
Altura de carpeta de compresión	$h_2$	5	5
Altura paquete estructural	H	de 15 a 30	de 17 a 30

*Fuente: Ficha Técnica Viguetas Pretensada CONCRETEC*

El espaciamiento entre viguetas permite aumentar la capacidad resistente de las losas, de la misma manera la variación de la altura del complemento permite generar losas más rígidas y estables.

Se asumirá una distancia entre ejes de:

**D = 50 cm.**

Se recomienda una altura del paquete estructural de:

$$\frac{l}{24} = \text{para losas unidireccionales simplemente apoyadas}$$

Por lo tanto:

$$\frac{4,50m}{24} = 0.19 m \Rightarrow \text{Constructivamente } H = 0.25 m = 25 \text{ cm.}$$

Entonces se asumirá una altura de complemento de:

$$h_1 = 20 \text{ cm.}$$

### Hormigón:

La práctica actual pide una resistencia de 350 a 500 Kg/cm<sup>2</sup> para el concreto presforzado, mientras el valor correspondiente para el concreto reforzado es de 200 a 250 Kg/cm<sup>2</sup>.

### Acero:

El acero de alta resistencia debe ser capaz de producir presfuerzo y suministrar la fuerza de tensión en el concreto presforzado.

El acero de alta resistencia utilizado como armadura de la vigueta Concretec proporciona a la losa una resistencia superior a tres veces respecto al acero usado en hormigón armado In situ, garantizando mayor durabilidad y calidad.

**Tabla N° 3. 8 Comparación: Vigueta Pretensada - Vigueta Prefabricada**

Producto	Resistencia del Acero $f_{yk} = \text{Kg/cm}^2$	Resistencia del Hormigón $f_{ck28} = \text{Kg/cm}^2$
Vigueta Pretensada	18.000	350
Vigueta Prefabricada	5.000	210

*Fuente: Ficha Técnica Viguetas Pretensada CONCRETEC*

### Luz de cálculo:

La luz de cálculo de cada tramo de forjado se medirá entre ejes de los elementos de apoyo.

Las luces varían en toda la estructura, la mayor luz que tendrá la vigueta será de 4,50 metros.

### Entrada en la viga:

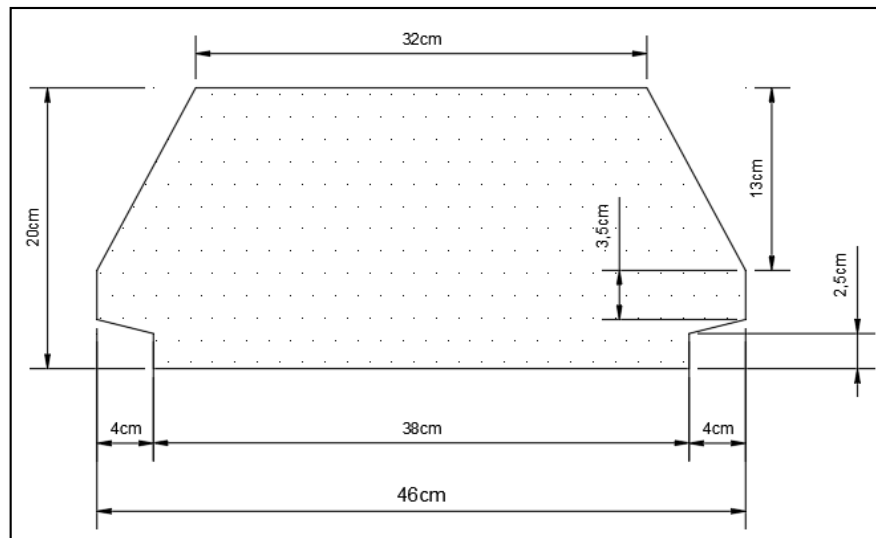
Las viguetas deben apoyarse a un mínimo de 10 cm. sobre muros de mampostería o encadenados. Sobre encofrados de vigas a hormigonar, las viguetas se apoyarán a un mínimo de 5 cm.

El apoyo de las viguetas será de 10 cm. en toda la estructura.

### b) Complementos aligerantes de Plastoformo

Las dimensiones del plastoformo proporcionadas por el fabricante son 20x46x100 (cm.).

**Figura N° 3.20 Características Geométricas del Complemento de Plastoformo**



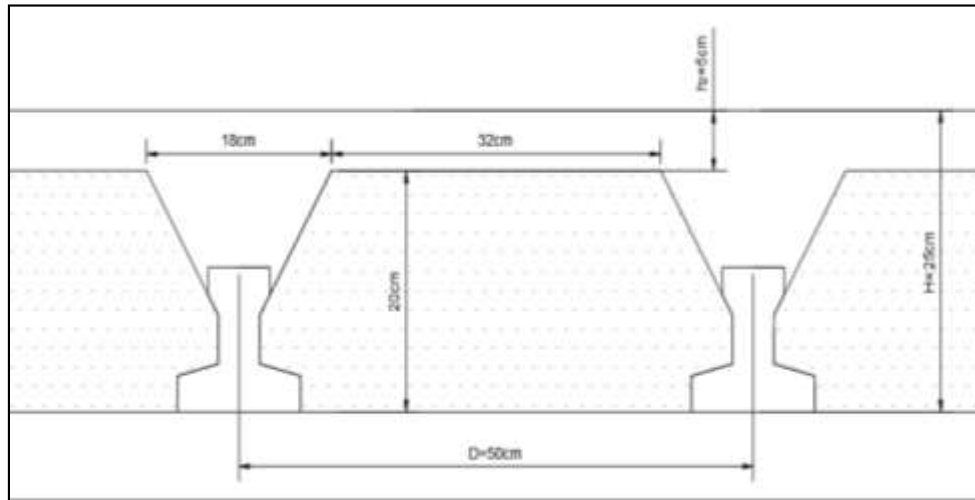
*Fuente: Elaboración Propia*

### c) Carpeta de compresión de Hormigón armado

Elemento formado por hormigón vertido en obra y armaduras, destinado a repartir las distintas cargas aplicadas sobre el forjado. El espesor mínimo  $h_2$  de la losa superior

Hormigonada en obra, con pieza aligerante, no deberá ser menor a 5 cm. Además, cumplirá la siguiente condición:

**Figura N° 3.21 Espesor mínimo de la Carpeta de Compresión**



*Fuente: Elaboración Propia*

El espesor de la placa de compresión “ $h_2$ ” Figura N° 3.15 según el tipo de piezas empleadas, cumplirá en todo punto las siguientes condiciones:

- Con piezas resistentes: no será inferior a 2 cm. ni a “ $e/8$ ”
- Con o sin piezas aligerantes: no será inferior a 3 cm. Ni a “ $e/6$ ” ; siendo “ $a$ ” la distancia del punto considerado al centro de la pieza

$$h_2 \geq \frac{a}{6} \geq 3 \text{ cm}$$

Entonces:

$$h_2 \geq \frac{16}{6} = 2.67 \text{ cm.}$$

Se asumirá una altura de la carpeta de compresión de:  **$h_2 = 5 \text{ cm.}$**

**Ancho efectivo de la losa:**

En ausencia de una determinación más precisa, se puede asumir que es igual al caso de vigas en T que supone, para las comprobaciones a nivel de sección, que las secciones

Normales se distribuyen uniformemente en un cierto ancho reducido de las alas, llamado ancho efectivo.

$$b_e = b_o + \frac{1}{5} * l_o \leq b$$

Donde:

$b_e$  = Ancho efectivo

$b_o$  = 4 cm. Ancho del nervio de la vigueta pretensada

$l_o$  = 450 cm. Luz de la vigueta

$b$  = Separación real entre viguetas.

$$b_e = 4 + \frac{1}{5} * 450 = 94 \text{ cm.}$$

En ningún caso, el ancho efectivo será mayor que la separación real entre viguetas; entonces se tiene que el ancho efectivo será:

$$b_e = 50 \text{ cm.}$$

### **Cálculo de la reducción modular o coeficiente de equivalencia:**

Los esfuerzos producidos en una viga compuesta se verán afectados por la diferencia de rigideces de los concretos. Esta diferencia se puede tomar en cuenta en los cálculos usando el concepto de sección transformada, mediante el cual el concreto colocado in situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de concreto de más alta calidad.

$$f_c = \frac{E_c}{E_{cp}} * f_{cp} \Rightarrow f_c = n * f_{cp}$$

Donde:

$f_c, E_c$  = Esfuerzo, módulo de deformación del hormigón armado respectivamente

$f_{cp}, E_{cp}$  = Esfuerzo, módulo de deformación del hormigón pretensado respectivamente

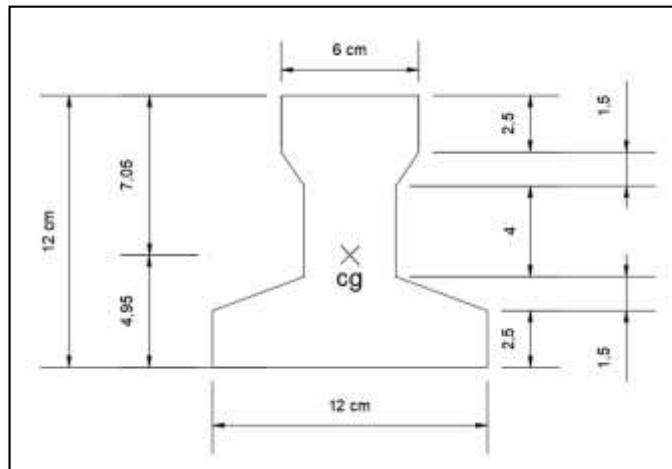
$n$  = Reducción modular de los concretos, donde el concreto colocado in situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de concreto de más calidad.

$$n = \frac{E_{c\ 250}}{E_{cp\ 350}} = \frac{19000 * \sqrt{f_{ck}}}{19000 * \sqrt{f_{cp}}} = \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\sqrt{f_{cp}}} = \frac{\sqrt{250}}{\sqrt{350}} = 0.845$$

### Cálculo de las características geométricas de la vigueta

#### Propiedades de la Vigueta normal en $t = 0$

**Figura N° 3.22 Características Geométricas de la Vigueta Pretensada**  
(Unidades en cm)



*Fuente: Elaboración Propia*

$A = 80.5 \text{ cm}^2$

Área de la sección transversal de la vigueta

$C_{20} = 4.95 \text{ cm}$

Brazo mecánico inferior

$C_{10} = 7.05 \text{ cm}$

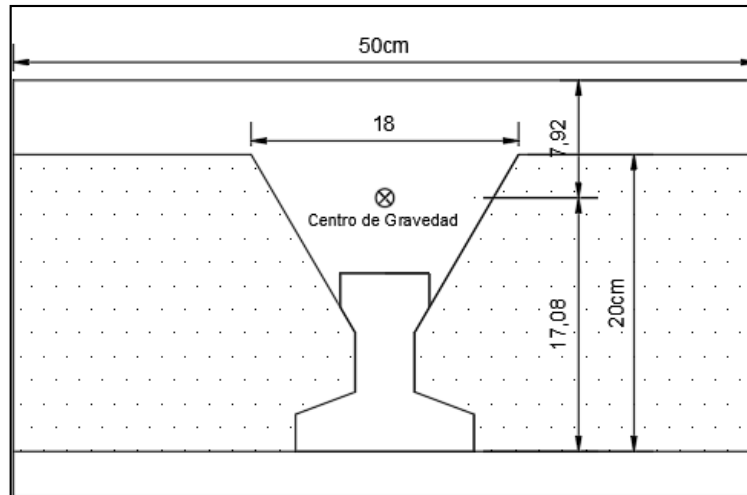
Brazo mecánico superior

$I_{xc} = 1132.296 \text{ cm}^4$

Momento de Inercia con respecto al eje

### Propiedades de la Vigueta compuesta en $t = \infty$

Figura N° 3.23 Características Geométricas de la sección Homogeneizada



Fuente: Elaboración Propia

$A = 385 \text{ cm}^2$	Área de la sección compuesta
$C_2 \infty = 17,08 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior
$C_1 \infty = 7,92 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior
$I_{xc} = 19793,58 \text{ cm}^4$	Momento de Inercia con respecto al eje x

#### Acciones de cargas consideradas sobre la losa alivianada:

$$P_{\text{carga por entepiso}} = 80 \text{ Kg/m}^2$$

$$PP_{\text{peso propio de la losa}} = 230 \text{ Kg/m}^2$$

$$SC_{\text{viva}} = 500 \text{ Kg/m}^2$$

Luz de cálculo de las viguetas pretensadas:  $l = 4,50 \text{ m}$ .

Separación entre Viguetas:  $b = 0,50 \text{ m}$ .

#### Cargas distribuidas linealmente sobre las viguetas:

$$\text{Carga Muerta: } CM = (230 + 80) * 0,50 = 155 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga de uso: } SC = 500 * 0,50 = 250 \text{ Kg/m}$$

#### La carga característica total sobre la vigueta es:

$$q_k = 155 + 250 = 405 \text{ Kg/m} \quad \text{Cargas de servicio}$$

$$q_d = 1.6 \cdot 405 = 648 \text{ Kg/m} \quad \text{Cargas ponderadas}$$

### **Verificación de la Vigueta Pretensada:**

Pretensar el hormigón consiste en aplicar una fuerza total que se produzca en las mismas tensiones contrarias a las que luego, en estado de servicio, producirán las cargas exteriores. De ahí la palabra pretensado, que significa tensión previa a la puesta de servicio.

La existencia de la fuerza de pretensado obliga a realizar en la pieza de hormigón pretensado algunas comprobaciones tensionales, fundamentalmente en dos instantes: Uno, en el de aplicación de la fuerza de pretensado. Otro en el estado de servicio de la pieza. Esta es una diferencia importante respecto a las piezas de hormigón armado.

### **Limitación de la fuerza de pretensado inicial:**

De acuerdo a la normativa, la fuerza de pretensado inicial  $P_0$ , ha de proporcionar en las armaduras activas una tensión no superior al menor de los límites siguientes:

$$0.74 * f_{p \max k} \qquad 0.90 * f_{pk}$$

$f_{p \max k} = 18000.00 \text{ Kg/cm}^2$  Tensión de rotura última del acero pretensado, obtenida de la guía Técnica de CONCRETEC

$f_{pk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$  Limite elástico característico del acero.

$$0.74 * f_{p \max k} = 0.74 * 18000 = 13320 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.90 * f_{pk} = 0.90 * 5000 = 4500 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se considera un esfuerzo permisible de tensión en el acero de preesfuerzo, cuando se aplique la fuerza del gato, de:

$$f_{ps} = 13320 \text{ Kg/cm}^2$$

### **Resistencia a compresión del hormigón a los 7 días:**

El hormigón tendrá una resistencia del 70 % de la prevista a los 28 días.



$$f'_{ci} = 0.70 * 350 = 245 \text{ Kg/cm}^2$$

**Cálculo del momento máximo que deberá resistir la losa aliviada:**

Las viguetas serán calculadas como elementos simplemente apoyados:

$$q = 405 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \quad \text{Carga de servicio}$$

$$L = 4,50 \text{ m} \quad \text{Luz de cálculo para las viguetas pretensadas}$$

Resolviendo la viga simplemente apoyada se tiene que:

$$R_A = R_B = 405 * 4,50 = 1822,5 \text{ Kg} / 2$$

$$R_A = R_B = 911,25 \text{ Kg}$$

$$M_d^{(+)} = \frac{q * L^2}{8} = 1025,16 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_d^{(+)} = 102516 \text{ Kg} - \text{cm}$$

**Esfuerzos admisibles del Hormigón:**

$$f_{ti} = 0.8 * \sqrt{f'_{ci}} = 0.8 * \sqrt{245} = 12.522 \text{ Kg/cm}^2$$

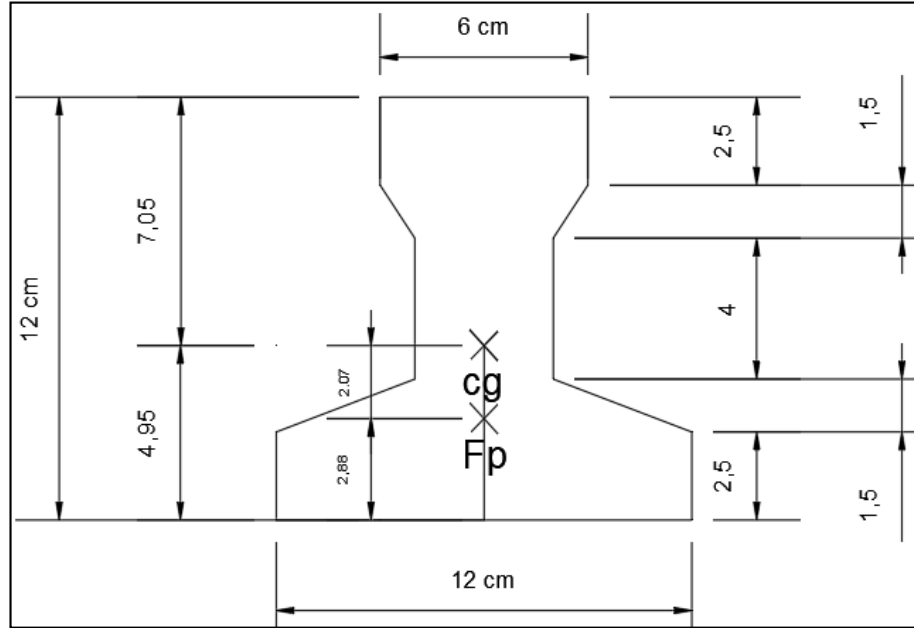
$$f_{ci} = -0.6 * f'_{ci} = -0.6 * 245 = -147.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cs} = -0.45 * f'_c = -0.45 * 350 = -157.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{ts} = 1.6 * \sqrt{f'_c} = 1.6 * \sqrt{350} = 29.933 \text{ Kg/cm}^2$$

Consideraciones de las inequaciones de condición:

Figura N° 3.24 Punto de Aplicación de la Fuerza de Pretensado (Fp)



Fuente: Elaboración Propia

Punto de aplicación de la fuerza de pretensado (Fp) con respecto al cg.

$$y_{cp} = \frac{\sum A_i * d}{\sum A_i} = \frac{0,126 * 3 * 1,5 + 0,126 * (1,5 + 5,5)}{0,126 * 4}$$

$$y_{cp} = 2,88 \text{ cm.}$$

El momento  $M_0$  provocado por el peso propio de la vigueta pretensada será:

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

$$A_{\text{vigueta}} = 80,5 \text{ cm}^2$$

$$q = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * A_{\text{vigueta}}$$

$$l = 450 \text{ cm}$$

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{(0,0025 \cdot 80,5) \cdot 450^2}{8} = 5094,14 \text{ Kg.cm}$$

El momento para el cual se diseñan las viguetas, una vez puesta en servicio es:

$$M_T = \frac{q \cdot L^2}{8} = 1640,25 \text{ Kg} - m = 164025 \text{ Kg} - cm \text{ (Incluye el peso propio de la vigueta)}$$

**Verificación de las inecuaciones de condición cuando solo actúan las tensiones producidas por el peso propio y la fuerza de pretensado**

Propiedades geométricas de la vigueta pretensada en  $t = 0$  (Figura N° 3.18) son:

$A = 80.5 \text{ cm}^2$	Área de la sección transversal de la vigueta
$C_{20} = 4.95 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior
$C_{10} = 7.05 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior
$I_{xc} = 1132.296 \text{ cm}^4$	Momento de Inercia con respecto al eje x
$f_{c'} = 350 \text{ Kg/cm}^2$	Resistencia característica del H°P° a los 28 días
$e_0 = 4.95 - 2.88 = 2.07 \text{ cm.}$	Excentricidad desde el eje neutro de la vigueta al punto de aplicación de la fuerza de pretensado.

Resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o en el momento de aplicar la fuerza a los tendones, a los 7 días de edad.

$$f'_{ci} = 0.70 * 350 = 245 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{ti} = 0.8 * \sqrt{f'_{ci}}$$

**Al realizar las operaciones y reemplazar en las inecuaciones se tiene que:**

**$t = 0$**

$$1. \quad P_o \leq \left( \frac{f_{ti} + \frac{M_o * c_{10}}{I_o}}{\frac{e_o * c_{10}}{I_o} - \frac{1}{A_o}} \right)$$

$$P_o \leq 94923.7 \text{ Kg}$$

$$2. \quad P_o \leq \left( \frac{-f_{ci} + \frac{M_o * c_{20}}{I_o}}{\frac{e_o * c_{20}}{I_o} + \frac{1}{A_o}} \right)$$

$$P_o \leq 7883.4 \text{ Kg}$$

**Verificación de las inecuaciones en la situación de servicio:**

Las propiedades geométricas de la sección compuesta homogenizada en  $t = \infty$  (Figura N° 3.19) son:

$A = 385 \text{ cm}^2$	Área de la sección compuesta
$\eta = 0.80$	Coficiente de eficiencia del pretensado
$C_{2\infty} = 17.08 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior
$C_{1\infty} = 7.92 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior
$I_{xc} = 19793.58 \text{ cm}^4$	Momento de Inercia con respecto al eje x
$e_{\infty} = 17.08 - 2.88 = 14.20 \text{ cm}$	Excentricidad desde el eje neutro de la sección homogeneizada al punto de aplicación de la fuerza de pretensado.

**Al realizar las operaciones y reemplazar en las inecuaciones se tiene que:**

$$t = \infty$$

$$3. \quad P_o \geq \left( \frac{f_{cs} + \frac{Mt * c_{1\infty}}{I_{\infty}}}{\eta * \left( \frac{e_{\infty} * c_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{1}{A_{\infty}} \right)} \right)$$

$$P_o \geq -47204,81 \text{ Kg}$$

$$4. \quad P_o \geq \left( \frac{-f_{ts} + \frac{Mt * c_{2\infty}}{I_{\infty}}}{\eta * \left( \frac{e_{\infty} * c_{2\infty}}{I_{\infty}} + \frac{1}{A_{\infty}} \right)} \right)$$

$$P_o \geq 4926,44 \text{ Kg}$$

**El conjunto solución para la fuerza de pretensado es el siguiente:**

1.  $-P_0 \leq 94923,7 \text{ Kg}$
2.  $-P_0 \leq 7883,4 \text{ Kg}$
3.  $-P_0 \geq -47204,81 \text{ Kg}$
4.  $-P_0 \geq 4926,44 \text{ Kg}$



**Verificación de la fuerza de pretensado:**

Se verifica la fuerza de pretensado inicial:

$$P_0 = f_{ps} \cdot A_{ps}$$

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

$$f_{ps} = 0,74 \cdot f_{pu} = 0,74 \cdot 18000 = 13320 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{ps (\phi 4mm)} = 0.126 \text{ cm}^2$$

$$n_{(\phi 4mm)} = 4 \text{ Número de cables a utilizar}$$

$$A_{ps} = A_{ps (\phi 4mm)} \cdot n_{(\phi 4mm)} = 0,504 \text{ cm}^2$$

$$P_0 = 13320 \cdot 0,504 = 6713,28 \text{ Kg} \quad \text{Cumple}$$

Por lo tanto, se verifica que la fuerza de pretensado está dentro del conjunto solución:

$$4. -P_0 \leq P_0 \leq 2. -P_0$$

$$4926,44 \leq 6713,28 \leq 7883,4 \quad \text{Cumple}$$

### Cumpliendo las verificaciones de los esfuerzos en la sección

En las viguetas de hormigón pretensado, que bajo la acción de las cargas de ejecución de cálculo y bajo el efecto del pretensado después de la transferencia, asumiendo un 20 % de pérdidas hasta la fecha de ejecución del forjado, no deben superar las siguientes limitaciones de tensiones:

$$t = 0$$

$$f_{10} = -\frac{M_0 \cdot C_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 \cdot e_0) \cdot C_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} = -28,59 \frac{kg}{cm^2} \leq f_{ti} = 12,522 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{20} = \frac{M_0 \cdot C_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 \cdot e_0) \cdot C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} = -121,88 \frac{kg}{cm^2} \geq f_{ci} = -147 \frac{kg}{cm^2}$$

$$t = \infty$$

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T \cdot C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(n \cdot P_0 \cdot e_\infty) \cdot C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{n \cdot P_0}{A_\infty} = -24,45 \frac{kg}{cm^2} \geq f_{cs} = -157,50 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{2\infty} = \frac{M_T \cdot C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(n \cdot P_0 \cdot e_\infty) \cdot C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{n \cdot P_0}{A_\infty} = 8,704 \frac{kg}{cm^2} \leq f_{ts} = 29,93 \frac{kg}{cm^2}$$

### Pérdidas de Pretensado:

Las pérdidas de pretensado son:

- Acortamiento elástico del Hormigón
- La relajación de la armadura activa posterior a la transferencia
- La retracción del hormigón posterior a la transferencia
- La fluencia del Hormigón

Se asumirá una pérdida de pretensado del 20 %

### Fuerza de pretensado efectivo:

$$P_0 = 6713,28 \text{ Kg} \quad \text{Fuerza de Pretensado Inicial}$$

$$\Delta P = 0,20 \cdot 6713,28 = 1342,7 \text{ Kg} \quad \text{Pérdida total de la fuerza de pretensado (P}_0\text{)}$$

$$P_e = 6713,28 - 1342,7 = 5370,6 \text{ Kg} \quad \text{Fuerza de pretensado efectivo}$$

### Verificación de la deflexión:

Se calcula la deflexión debida a la carga total sobre el elemento como en cualquier otro miembro a flexión, pero se sobrepone a la deflexión del preesfuerzo.

La deflexión máxima permisible es de  $L/500$ ; por lo tanto, se deberá cumplir:

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{L}{500}$$

**Deflexión debido a la fuerza pretensora:** Esta es considerada favorable por presentar una deflexión cóncava hacia arriba, por la acción de la fuerza pretensora.

$$\Delta_{ps} = \frac{P_e \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_c \cdot I_{xc}}$$

$P_e = 5370,6 \text{ Kg}$  Fuerza de pretensado efectivo

$e = 17,08 - 2,88 = 14,2 \text{ cm}$  Excentricidad

$l = 450 \text{ cm}$  Luz de la vigueta

$I_{xc} = 19793,58 \text{ cm}^4$  Inercia de la vigueta en el eje x

$$\Delta_{ps} = \frac{(-5370,6 \cdot 14,2) \cdot 450^2}{8 \cdot 250000 \cdot 19793,88}$$

$$\Delta_{ps} = -0,39 \text{ cm.}$$

**Deflexión debido a la carga uniforme en el centro del claro y apoyo simple:**

$$\Delta_{pp} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_{cp} \cdot I_{ss}}$$

$q_d = 648 \text{ Kg/m} = 6,48 \text{ kg/cm}$

$E_{cp} = 282495,133 \text{ kg/cm}^2$

$$\Delta_{pp} = 0,62 \text{ cm}$$

**Superposición de las deflexiones y verificación de la deflexión permisible:**

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} = -0,39 \text{ cm} + 0,62 \text{ cm} = 0,23 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0,90 \text{ cm.}$$

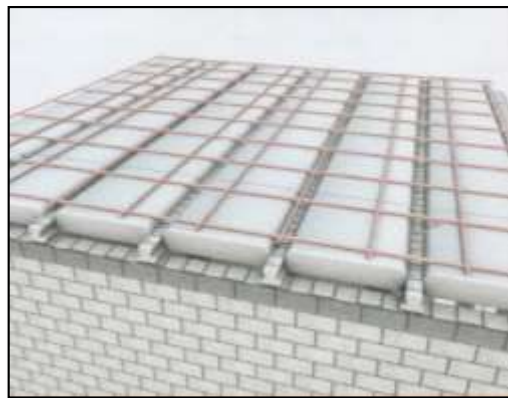
$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{L}{500}$$

$$0,23 \leq 0,90 \quad \text{Cumple!!!}$$

**Cálculo de la Armadura de Distribución:**

Se recomienda colocar una armadura de distribución (parrilla) de 6 mm. cada 30 cm o 3.40 mm. y cada 20 cm. en ambas direcciones. Es importante que la ubicación de esta armadura sea lo más alta posible (3 a 4 cm. sobre el complemento).

**Figura N° 3.25 Armadura de distribución de la losa alivianada**



Cuya área A, en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , cumple la siguiente condición:

$$A_{min} \geq \frac{50 * h_0}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

Donde:

$A_{min}$  ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ): Es la armadura de reparto

$h_0$ : Espesor de la losa de compresión (cm)

$f_{sd}$ : 434,78 Mpa Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto (Mpa)



$$A_{min} \geq \frac{50.5}{434,78} \geq \frac{200}{434,78}$$

$$A_{min} \geq 0,56 \geq 0.46$$

Por lo tanto, la armadura de reparto a usar es:

$$A_s = 0,56 \text{ cm}^2/m$$

Se considera un diámetro mínimo de las barras de :  $\Phi = 6 \text{ mm.}$ ,  $A_s = 0.283 \text{ cm}^2$  y una separación entre barras de 25 cm.

El número de barras necesarias cada metro es:

$$N^{\circ}Fe = \frac{A_s}{A_{s\phi 6}} = \frac{0.56}{0.283} = 2,1 = 3 \text{ barras/m}$$

$$A_{s\phi 6} = 3 * 0.283 \text{ cm}^2 = 0.849 \text{ cm}^2/m$$

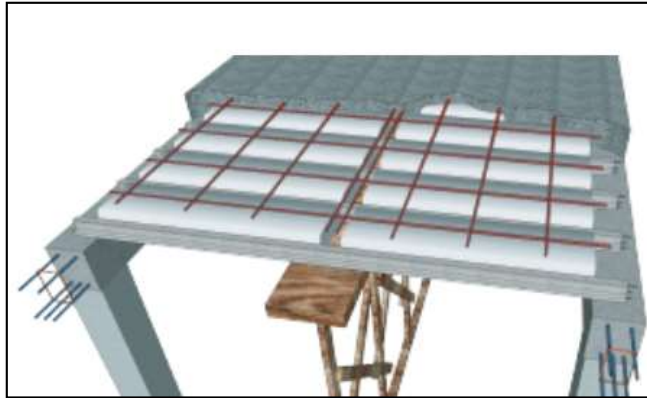
Donde: **0.849 > 0.56 Cumple!!!**

Se utilizará como armadura de distribución:

**4  $\Phi$  6 mm c/25 cm cada metro**

De acuerdo a la ficha técnica de viguetas pretensadas, se recomienda tomar en cuenta el diafragma o riostras transversales que son elementos usadas para rigidizar las losas. Además, ayudan a evitar la vibración de las losas. Estas riostras se consiguen interrumpiendo la colocación de los complementos por espacio de 10 cm en concordancia con la solera de apuntalamiento. Esta riostra transversal a las viguetas, se aconsejan en losas de luces largas, con separación máxima entre ella de 2 m. Para ello se recomienda colocar en cada nervio de rigidez 2  $\Phi$ 10 mm.

**Figura N° 3.26 Riostras Transversales en Losas Alivianadas**



*Fuente: Ficha Técnica PRETENSA*

Tomando en cuenta esta recomendación, se colocará 2  $\Phi 10$  mm a aquellas losas que sean necesarias para evitar posibles vibraciones.

### **Comentarios y evaluaciones de los resultados**

Se realiza la verificación de la losa alivianada con viguetas pretensadas y complemento de plastroformo para que cumpla las condiciones de la fuerza de pretensado y los esfuerzos admisibles del hormigón de la vigueta seleccionada y proporcionada por el fabricante CONCRETEC.

La losa alivianada cuenta con viguetas pretensadas y complemento de plastroformo, seleccionados de acuerdo a: las características de la edificación, el tipo de edificación, las luces máximas entre columna a columna y la calidad de los materiales; es por esta razón que se seleccionó este tipo de losa cumpliendo así todas las verificaciones exigidas por la normativa y recomendaciones del fabricante de la vigueta.

### **3.7.2. Diseño de Viga**

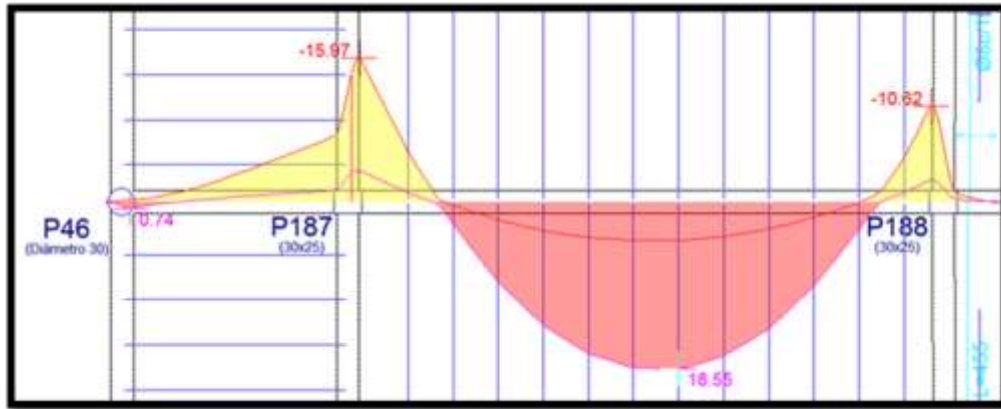
Las vigas fueron diseñadas a flexión; por lo que, las dimensiones de las vigas rectangulares son cuatro 25x35 cm, 25x40 cm, 25x50 cm y 20x55 cm.

A continuación, se realiza la verificación de la viga más solicitada. (Sección Crítica). Los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos de la peor

Combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones (envolvente de diseño).

### Verificación de estados límites últimos

Para realizar el cálculo de la armadura en las vigas, se escoge la viga comprendida en el pórtico 83 y entre las columnas 187 y 188 sección 25 x 55 cm. del nivel +4.64 m.



### Verificación de la armadura longitudinal positiva para la viga 252 entre P-187 y P-188.

#### Datos:

Momento Máximo Positivo Mayorado	Md=18550 Kg-m
Canto de la Viga	h = 55 cm
Base de la Viga	bw = 25 cm
Recubrimiento superior e inferior de la armadura	r = 2,5 cm
Canto Útil de la Sección	d = 55 cm – (2,5 cm +0,8cm+1,6/2cm) = 50,9cm
Resistencia del Hormigón	f <sub>ck</sub> = 250 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia del Acero	f <sub>yk</sub> = 5000 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia de cálculo del Hormigón	f <sub>cd</sub> = 166.67 kg/m
Resistencia de cálculo del acero	f <sub>yd</sub> = 4347.83 kg/ cm <sup>2</sup>
Cuantía mínima	w <sub>min</sub> = 0.0028
$\gamma_c=1.5$ ; $\gamma_s=1.15$ ; $\gamma_f=1,6$	

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

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1855000 \text{ kg. cm}}{25 \text{ cm} \cdot (50,9 \text{ cm})^2 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2} = 0,172$$

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

Como:

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

$$0,172 < 0,319$$

### Cálculo de la armadura en tracción:

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

Con:  $\mu_d = 0,172$  se obtiene una cuantía mecánica de  $\omega_s = 0,2056$

### Determinación de la armadura: $A_s$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,2056 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 50,9 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 10,029 \text{ cm}^2$$

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

El código CBH-87 recomienda la armadura mínima para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos.

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

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

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 50,7 \text{ cm} = 3,55 \text{ cm}^2$$

Como:  $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 10,029 \text{ cm}^2$$

Se determina, los siguientes diámetros:

$$5\Phi 16$$

$$A_{s \text{ real}} = 5,201 \text{ cm}^2 = 10,055 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 10,055 \text{ cm}^2$$

**Se utilizará: 5Φ16 mm**

Elección = **5Φ16 mm**

CYPECAD = **5Φ16 mm**

**Se utilizará 5 Φ16 mm**

**Disposición de armaduras**

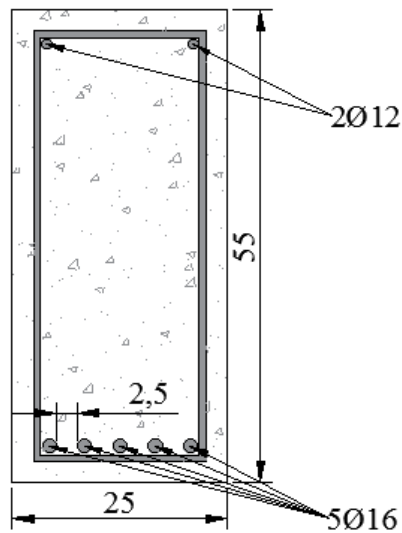
$$\text{espacio libre} = b - 2r - 2\Phi_{\text{estribo}}$$

$$\text{espacio libre} = 25 - (2 * 2.5) - (2 * 1) = 18 \text{ cm}$$

$$\text{espacio entre barras} = \frac{\text{espacio libre} - N^{\circ} \text{ barras} * \Phi_{\text{barras}}}{N^{\circ} \text{ espacios entre barras}}$$

$$\text{espacio entre barras} = \frac{18 - 5 * 1.6}{4} = 2.50 \text{ cm}$$

**Cantidad de acero calculado manualmente**



## Verificación de la armadura negativa para la viga en el lado izquierdo apoyado sobre P-187

### Datos:

Momento Máximo Negativo Mayorado	$M_d = 15970 \text{ Kg}\cdot\text{m}$
Canto de la Viga	$h = 55 \text{ cm}$
Base de la Viga	$b_w = 25 \text{ cm}$

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

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1597000 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{25 \text{ cm} \cdot (50,9 \text{ cm})^2 \cdot 166,67 \text{ kg}/\text{cm}^2} = 0,148$$

Entonces:  $\mu_{lim} = 0.319$  valor obtenido en función al tipo de acero  $f_y = 5000 \text{ Kg}/\text{cm}^2$

Como:

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

$$0,148 < 0.319$$

### Cálculo de la armadura en tracción:

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

Con:  $\mu_d = 0.148$  se obtiene una cuantía mecánica de  $\omega_s = 0,1669$

### Determinación de la armadura: $A_s$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1669 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 50,9 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg}/\text{cm}^2}{4347,83 \text{ kg}/\text{cm}^2}$$

$$A_s = 8,141 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 50,9 \text{ cm} = 3,563 \text{ cm}^2$$

Como:  $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 8,141 \text{ cm}^2$$

Se determina, los siguientes diámetros:

$$2\Phi 12 + 3\Phi 16$$

$$A_{s\text{ real}} = 2.1,131 \text{ cm}^2 + 3.2,01 \text{ cm}^2 = 8,29 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s\text{ real}} = 9,141 \text{ cm}^2$$

**Se utilizará: 3  $\Phi 12$  + 3  $\Phi 16$  mm**

**Disposición de armaduras**

$$\text{espacio libre} = b - 2r - 2\Phi_{\text{estribo}}$$

$$\text{espacio libre} = 25 - (2 * 2.5) - (2 * 0.8) = 18.4 \text{ cm}$$

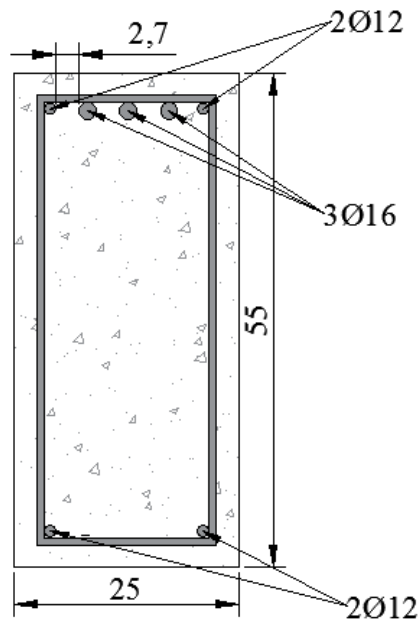
$$\text{espacio entre barras} = \frac{\text{espacio libre} - N^{\circ} \text{ barras} * \Phi_{\text{barras}}}{N^{\circ} \text{ espacios entre barras}}$$

$$\text{espacio entre barras} = \frac{18 - 3 * 1.6 - 2 * 1.2}{4} = 2.70 \text{ cm}$$

Elección = 2  $\Phi 12$  + 3  $\Phi 16$  mm

CYPECAD = 2  $\Phi 12$  + 3  $\Phi 16$  mm

**Cantidad de acero calculado manualmente**



**Verificación de la armadura negativa para la viga en el lado derecho apoyado sobre P-188.**

**Datos:**

Momento Máximo Negativo Mayorado	$M_d = 10620 \text{ Kg-m}$
Canto de la Viga	$h = 55 \text{ cm}$
Base de la Viga	$b_w = 25 \text{ cm}$

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

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{10620 \text{ kg. cm}}{25 \text{ cm} \cdot (50,9 \text{ cm})^2 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2} = 0,0984$$

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

Como:

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

$$0,0984 < 0,319$$

**Cálculo de la armadura en tracción:**

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

Con:  $\mu_d = 0,0984$  se obtiene una cuantía mecánica de  $\omega_s = 0,1074$

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

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1074 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm} \cdot 50,9 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 5,239 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 50,9 \text{ cm} = 3,563 \text{ cm}^2$$

Como:  $A_{smin} > A_s$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 5.239 \text{ cm}^2$$

Se determina, los siguientes diámetros:



$$2\Phi 12 + 3\Phi 12$$

$$A_{s\ real} = 2.1,131\ cm^2 + 3.1,131\ cm^2 = 5.655\ cm^2$$

Con un área total de cálculo de:

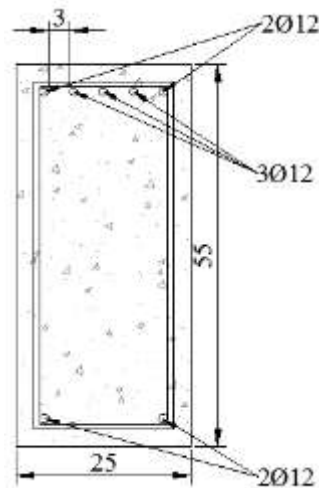
$$A_{s\ real} = 5.239\ cm^2$$

**Se utilizará: 2  $\Phi$ 12 + 3  $\Phi$  12mm**

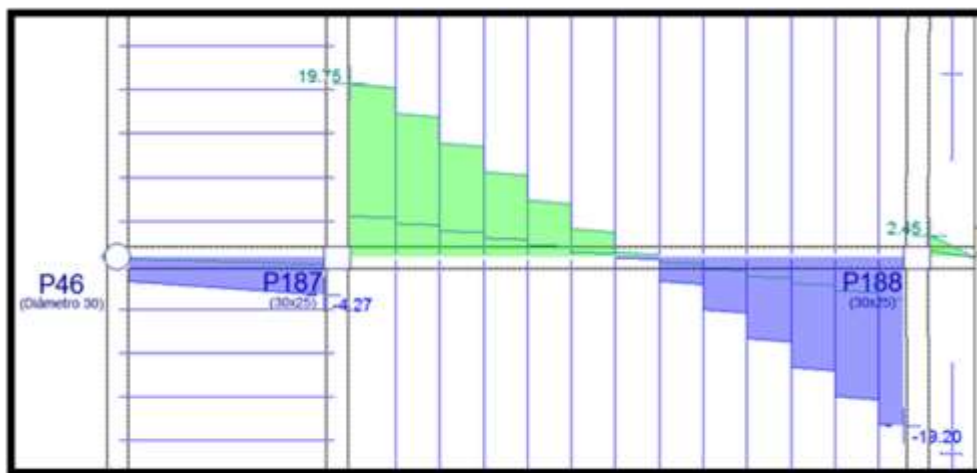
Elección = **2  $\Phi$ 12 + 3  $\Phi$ 12 mm**

CYPECAD = **2 $\Phi$ 12 + 3  $\Phi$ 12 mm**

**Cantidad de acero calculado manualmente**



**Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la P-187  
lado izquierdo de la viga**



El cortante de diseño es  $V_d = 19380 \text{ kg}$  (cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo).

Nota: Se diseña con el cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo, debido, a que a partir de esa distancia aparece la fisura por el corte.

**Datos:**

$$V_d = 19380 \text{ Kg}$$

La determinación de la resistencia convencional del hormigón a esfuerzo cortante es:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 8207,625 \text{ kg}$$

Condición:

$$V_d < V_{cu} \rightarrow 19380 \text{ kg} < 8207,625 \text{ kg} \text{ No cumple}$$

Por tanto, necesita armadura transversal.

El valor de agotamiento por compresión del alma es:

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 63626,3 \text{ kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 11172,38 \text{ kg}$$

Condición:  $V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow \text{cumple!!!}$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = 5,61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal para una pierna  $A_{st1} = 2,80 \text{ cm}^2/\text{m}$

Con un diámetro de  $\Phi = 8 \text{ mm}$  Área de la barra 8 mm  $A = 0,503 \text{ cm}^2$

Número de barras:

$$N^\circ \text{barras} = \frac{2,80 \text{ cm}^2}{0,503 \text{ cm}^2} = 5,57 \text{ barras}$$

Separación de Estribos

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{5,57} = 17,95 \text{ cm} \approx 15$$

Elección =  $\Phi$  8mm c/15 cm

CYPECAD =  $\Phi$  8mm c/17 cm

**Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la P-188 lado derecho de la viga.**

El cortante de diseño es  $V_d = 16980$  kg (cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo).

Nota: Se diseña con el cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo debido a que a partir a esa distancia aparece la fisura por el corte.

**Datos:**

$V_d = 16500$  Kg

Determinación de la resistencia convencional del hormigón a esfuerzo cortante es:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 8207,625 \text{ kg}$$

Condición:

$$V_d < V_{cu} \rightarrow 16980 \text{ kg} < 8207,625 \text{ kg} \text{ No cumple}$$

Por tanto, necesita armadura transversal.

El valor de agotamiento por compresión del alma es:

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 63626,3 \text{ kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 8292,38 \text{ kg}$$

Condición:  $V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow$  cumple!!!

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = 4,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal para una pierna  $A_{st1} = 2,08 \text{ cm}^2/\text{m}$

Con un diámetro de  $\Phi = 8$  mm Área de la barra 8 mm  $A = 0,503 \text{ cm}^2$

Numero de barras:

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{2,08 \text{ cm}^2}{0,503 \text{ cm}^2} = 4,14 \text{ barras}$$

Separación de Estribos

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{4,14} = 24.15 \text{ cm} \approx 20$$

Elección =  $\Phi$  8mm c/ 20cm

CYPECAD =  $\Phi$  8 mm c/24 cm

**Armadura de corte mínima:**

L = 350 cm

La separación máxima entre C-16 y P-15 (vano central) será:

$$s \leq 0,85 \cdot d \rightarrow s \leq 30 \text{ cm}$$

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{350 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 12 \text{ barras}$$

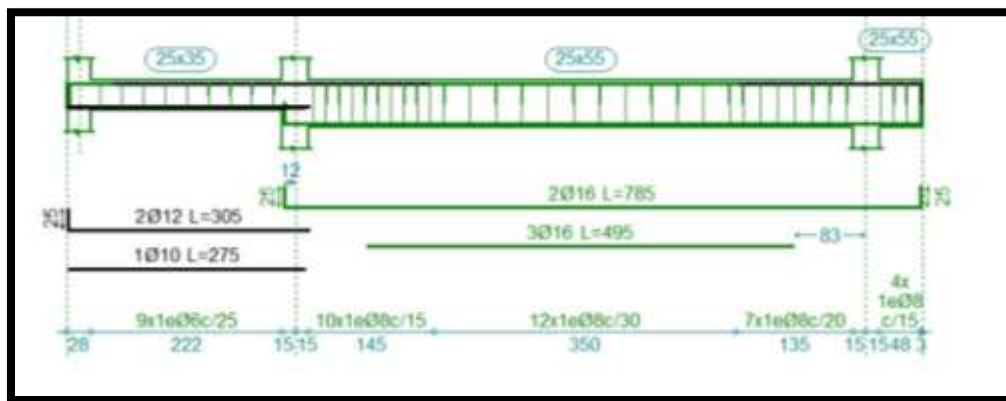
Elección =  $\Phi$  8mm c/30 cm

En resumen, la cantidad de estribos a utilizar es:

Elección =  $\Phi$  8mm c/15 cm,  $\Phi$  8mm c/20 cm,  $\Phi$  8mm c/30 cm

CYPECAD =  $\Phi$  8mm c/17 cm,  $\Phi$  8mm c/24 cm,  $\Phi$  8mm c/30 cm

**Figura N° 3.27 Disposición de estribos de la Viga 252**



Fuente: CYPECAD 2017

### Verificación de la flecha máxima

Según el programa, se tiene una flecha máxima de:

$$f_{max} = 0,857 \text{ cm}$$

Pero según recomendación de la norma CBH-87 en el punto 9.9.10.4.3, la flecha máxima no debe de exceder el valor de la siguiente expresión:

$$f_{max} = \frac{l}{500} = \frac{660 \text{ cm}}{500} = 1.32 \text{ cm}$$

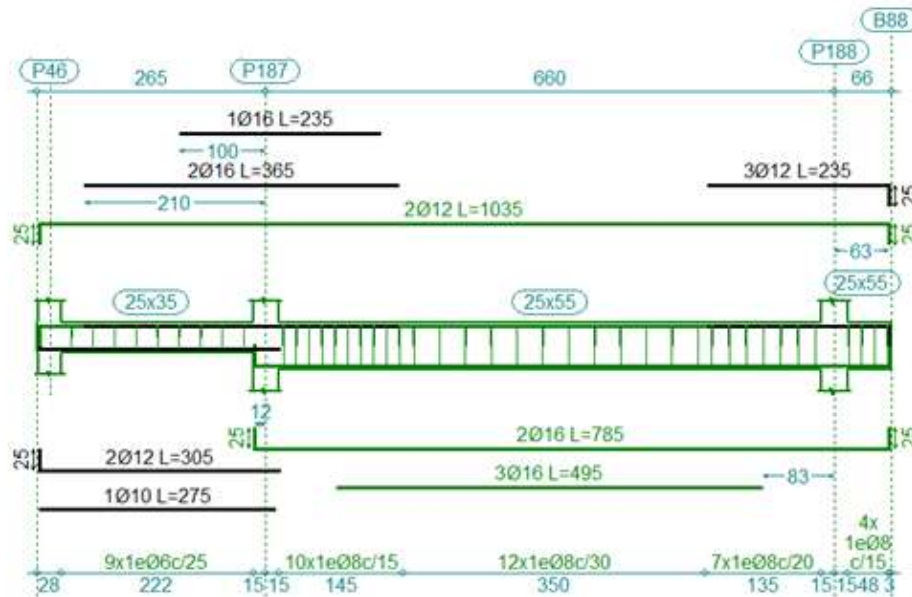
Se puede apreciar que la flecha máxima no sobrepasa la admisible; por lo tanto, está correcto.

### Comentarios de los resultados

La verificación del diseño de la viga a flexión en estados límites últimos refleja una gran similitud en cuanto al cálculo realizado y la armadura que el programa CYPECAD proporciona, tanto en las armaduras longitudinales positivos y negativos, y armadura transversal donde las dispone de una manera óptima en la parte central y extremos de la viga.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm <sup>2</sup> /m)	Φ Adoptado	As (cm <sup>2</sup> /m)	Φ Adoptado	
Longitudinal (positiva)	10,029	5 Φ 16mm	9.32	5 Φ 16mm	7.6
Negativa (lado izquierdo)	8,141	2 Φ 12mm + 3 Φ 16mm	7.82	2 Φ 12mm + 3 Φ 16mm	4.1
Negativa (lado derecho)	5,239	2 Φ 12mm + 3 Φ 12mm	5.17	2 Φ 10mm + 3 Φ 12mm	1.33
Transversal izquierdo	2,93	Φ 8mm c/15 cm	2.96	Φ 8mm c/17cm	-1.02
Transversal derecho	2.08	Φ 8mm c/20cm	2.095	Φ 8mm c/24cm	-0.72
Transversal central	1,68	Φ 8mm c/30cm	1,675	Φ 8mm c/30cm	0.29

**Figura N° 3.27 Disposición de Armado de la viga**



### 3.7.3. Diseño de la Columna

Las columnas fueron diseñadas a flexión esviada, las dimensiones de las columnas son de 25x25 cm y 25x30 cm de acuerdo a dimensiones mínimas recomendada por la Norma CBH-87 y la dimensión de las columnas circulares es de 30 cm diámetro.

A continuación, se realiza la verificación de una de las columnas más solicitada. Los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones. La columna P-187, presenta los siguientes datos:

#### Datos P-187:

Resistencia característica de H°A°	$f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia característica de acero	$f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$
Recubrimiento	$r = 2,5 \text{ cm}$
Dimensiones	$b = 30 \text{ cm.}; h = 25 \text{ cm.}$
Longitud	$L = 3,40 \text{ m}$
Referencia	P-187
Axil de cálculo	$N_d = 66410 \text{ kg}$
Momento de cálculo en dirección x	$M_{dx} = 4050 \text{ kg-m}$

Momento de cálculo en dirección y

$$M_{dy} = 110 \text{ kg-m}$$

**Resistencias Minoradas de los materiales:**

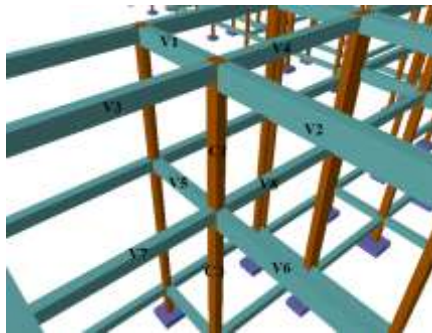
$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1.5} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ Kg/cm}^2}{1.15} = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2$$

**Coefficiente de pandeo:**

$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todas las columnas}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$

$$\psi_B = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todas las columnas}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$



Datos de geometría de los elementos que concurren a la columna en estudio:

Elemento	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )
<b>Columna 1 (C1)</b>	<b>340</b>	<b>30</b>	<b>25</b>	<b>56250</b>	<b>39063</b>
Columna 2 (C2)	0	-	-	-	-
Columna 3 (C3)	514	30	25	56250	39063
Viga 1 (V1)	250	25	35	89323	45573
Viga 2 (V2)	660	25	50	260417	65114
Viga 3 (V3)	450	25	35	89323	45573
Viga 4 (V4)	450	25	35	89323	45573
Viga 5 (V5)	250	25	35	89323	45573
Viga 6 (V6)	660	25	55	346615	71615
Viga 7 (V7)	450	25	35	89323	45573
Viga 8 (V8)	450	25	35	89323	45573

Por lo tanto, el coeficiente es:

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{xV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{xV2}}{L_{V2}} + \frac{I_{yV3}}{L_{V3}} + \frac{I_{yV4}}{L_{V4}}} = 0,173 \quad \psi_{AY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{xV3}}{L_{V3}} + \frac{I_{xV4}}{L_{V4}} + \frac{I_{yV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{yV2}}{L_{V2}}} = 0,17$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{xV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{xV6}}{L_{V6}} + \frac{I_{yV7}}{L_{V7}} + \frac{I_{yV8}}{L_{V8}}} = 0,253 \quad \psi_{BY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{xV7}}{L_{V7}} + \frac{I_{xV8}}{L_{V8}} + \frac{I_{yV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{yV6}}{L_{V6}}} = 0,28$$

### Traslacionalidad o Intraslacionalidad de la estructura:

Según el libro Proyecto y Cálculo de Estructuras Tomo II de J. Calavera en su capítulo 45.2.1. indica que en el caso de una estructura de edificación de menos de 15 plantas en las que el corrimiento horizontal máximo en el dintel de la última planta, no supere  $\frac{1}{750}$  de la altura total, se considera un pórtico intraslacional. Entonces:

Desplazamiento máximo en “y” del pilar = 0,93 mm

Altura Total = 9,34m. = 9340 mm.

$$\frac{1}{750} * 9340 \text{ mm} > 0,93 \text{ mm}$$

$$12,45 \text{ mm} > 0,93 \text{ mm}$$



Se considera pórtico **Intraslacional**

Con estos valores se ingresan al monograma confeccionado por Jackson y Moreland, Figura N° 2.13, correspondiente a estructuras intraslacionales, obteniéndose de este modo el coeficiente de esbeltez  $\alpha$ .

$$\alpha_x = 0,6$$

$$\alpha_y = 0,62$$

Cálculo de la longitud de pandeo:

$$l_{ox} = \alpha_x * L = 0,60 .340 = 204 \text{ cm}$$

$$l_{oy} = \alpha_y * L = 0,62 .340 = 211 \text{ cm}$$

**Valores límites de la esbeltez mecánica:**

$$\lambda < 35 \text{ pieza considerada corta}$$

$$35 \leq \lambda \leq 100 \text{ puede calcularse excentricidad adicional}$$

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

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i} = \frac{204}{\sqrt{\frac{56250}{1375}}} = 31,89 < 35$$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{i} = \frac{211}{\sqrt{\frac{39063}{1375}}} = 39,6 > 35$$

Como la esbeltez es sentido del eje “y” se encuentra entre el intervalo  $35 \leq \lambda \leq 100$ , por lo tanto, se debe calcular la excentricidad adicional en esa dirección, aplicando el método aproximado de la normativa.

**Cálculo de las excentricidades:**

**Excentricidad de primer orden**

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{405000}{66410} = 6,01 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{11000}{66410} = 0,17 \text{ cm}$$

**Excentricidad Accidental**

$$e_a = \frac{h \text{ ó } b}{20} \geq 2 \text{ cm.}$$

$$e_a = \frac{h}{20} = \frac{30}{20} = 1,5 \text{ cm} < 2 \text{ cm.}$$

$$e_a = 2 \text{ cm.}$$

### Excentricidad ficticia

$$e_{fic\ x} = \left[ 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] \times \left[ \frac{bx + 20 \times e_{ox}}{bx + 10 \times e_{ox}} \right] \times \frac{lo_x^2 \times 10^{-4}}{by} = 0.98\text{cm}$$

$$e_{fic\ y} = \left[ 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] \times \left[ \frac{by + 20 \times e_{oy}}{by + 10 \times e_{oy}} \right] \times \frac{lo_y^2 \times 10^{-4}}{by} = 0.8\text{cm}$$

### Excentricidad total

$$e_{(xy)m\acute{a}x} = e_o + e_{fic} + e_a$$

$$e_x = 6.01 + 0.98 + 2 = 8,99\text{ cm} \quad ; \quad e_y = 0,17 + 0.8 + 2 = 2,97\text{ cm}$$

La capacidad mecánica del hormigón  $U_c$  es:

$$U_c = f_{cd} * A_c \rightarrow U_c = f_{cd} * b * h$$

$$U_c = 166.67 * 25 * 30$$

$$U_c = \mathbf{125002,5\ Kg}$$

Los esfuerzos reducidos serán:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{66410}{125002,5} = 0,531$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_x}{U_c * h} = \frac{66410 * 8,99}{125002,5 * 30} = 0,16$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_y}{U_c * b} = \frac{66410 * 2,97}{125002,5 * 25} = 0,063$$

Con estos valores se ingresa al ábaco en roseta (ANEXO 1) para flexión esviada de secciones rectangulares en el sector correspondiente al valor de  $v$  de que se trate; con los valores  $\mu_1$  y  $\mu_2$ , se obtiene la cuantía mecánica total  $\omega$ . Como  $\mu_x > \mu_y$  se entra en el ábaco con  $\mu_1 = 0,16$  y  $\mu_2 = 0,063$ , resultando las siguientes cuantías mecánicas:

$$v = 0.531 \quad \omega = 0.286$$

La armadura longitudinal necesaria será:

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

$$A_s = \frac{0,286 \cdot 25 \cdot 30 \cdot 166,67}{4347,83} = 8,22 \text{ cm}^2$$

Se calcula la armadura mínima con la cuantía mínima que se obtiene de la Norma CBH-87 (Tabla 8.1.7.3)

$$w_{min} = 0,0050$$

$$A_{smin} = w_{min} \cdot b \cdot h$$

$$A_{smin} = 3,75 \text{ cm}^2$$

Opciones:

$$4 \Phi 16 \text{ mm} = 8,044 \text{ cm}^2$$

$$4 \Phi 16 \text{ mm} + 2 \Phi 12 \text{ mm} = 10,306 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 4  $\Phi$  16 mm + 2  $\Phi$  12 mm

Elección = **4  $\Phi$ 16mm +2 $\Phi$ 12mm**

CYPECAD = **4  $\Phi$ 16mm +2 $\Phi$ 12mm**

- **Armadura transversal**

La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza) } = 25 \text{ cm} \\ 15 \cdot \varnothing_{\text{de la armadura longitudinal}} = 15 \cdot 1,6 = 24 \text{ cm.} \end{cases}$$

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

El diámetro del estribo será:

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

Diámetro de estribo adoptada = 6 mm.

Por lo tanto, la armadura del estribo será:

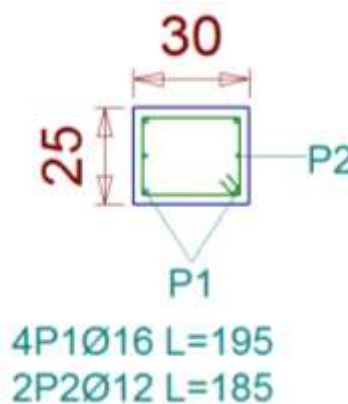
**Se utilizará:  $\Phi$  6mm c/20 cm**

### Comentarios y evaluaciones de los resultados

Para la verificación de la columna, los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD. De acuerdo a los resultados, se nota que el armado que realiza el software y el que se adopta de forma manual son iguales, como se muestra en la siguiente tabla.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm <sup>2</sup> /m)	Φ Adoptado	As (cm <sup>2</sup> /m)	Φ Adoptado	
Longitudinal	10.306	4 Φ 16mm + 2 Φ 12mm	10.306	4 Φ 16mm + 2 Φ 12mm	0
Transversal	1,98	Φ 6mm c/20 cm	1,98	Φ 6mm c/20cm	0

Figura N° 3.28 Armado de la Columna



Fuente: CYPECAD 2017

### 3.7.4. Diseño de Obras Complementarias

#### 3.7.4.1. Escalera

Los datos generales de la escalera son los siguientes:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{ck} = 250,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5000,00 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$L_1 = 3,30 \text{ m}$$

Longitud horizontal de la rampla.

$$L_2 = 1,90 \text{ m}$$

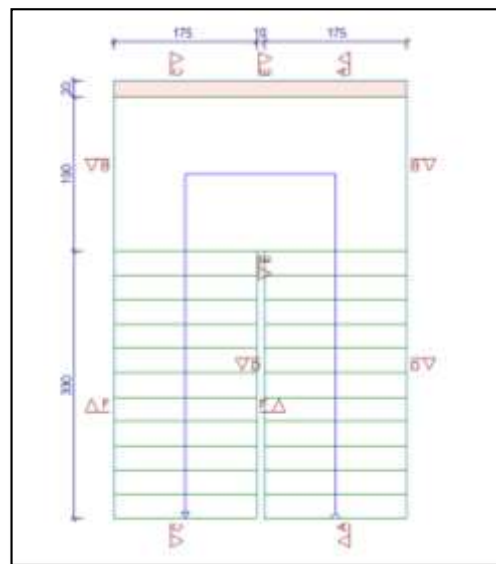
Longitud del descanso.

$$Z = 4,64 \text{ m}$$

Desnivel a salvar.

$a = 1,75 \text{ m}$	Ancho de la rampa.
$B = 3,60 \text{ m}$	Ancho total del descanso.
$t = 0,15 \text{ m}$	Espesor de la losa.
$r = 0,03 \text{ m}$	Recubrimiento de la armadura.
$h = 0,30 \text{ m}$	Huella.
$ch = 0,202 \text{ m}$	Contra huella.
$N = 23$	Número de peldaños.

**Figura N° 3.29 Vista en planta de la Escalera**



*Fuente: CYPECAD 2017*

Dado que, las características geométricas de la escalera de subida como la de bajada son simétricas, solo bastará con verificar una de ellas y la otra tomará la misma disposición de la armadura. Por lo tanto, solo se comprobará la losa de subida.

Debido a su inclinación y poca luz, éstas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se sobreponen los peldaños. Considerando sólo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. El error cometido en esta suposición es mínimo y no afecta el diseño.

**Cargas sobre la losa de la rampla:**

$$A_{rampla} = 1,75 * 3,30 = 5,78 \text{ m}^2$$

$$q_{rampla} = t * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * a = 0,15 * 2400 * 1,75 = 630 \text{ kg/m}$$

$$Vol_{escalón} = \frac{h * ch}{2} * a = \frac{0,30 * 0,193}{2} * 1,75 = 0,0507 \text{ m}^3.$$

$$Peso_{peldaño} = V_{escalón} * N^{\circ}_{peld} * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0,0507 * 12 * 2400 = 1460,16 \text{ kg}$$

$$q_{peldaño} = \frac{Peso_{peldaño}}{A_{rampla}} * a = \frac{1460,16}{5,78} * 1,75 = 442,09 \text{ kg/m}$$

$$q_{acabados} = 72 * 1,75 = 126 \text{ kg/m}$$

$$q_{barandillas} = 50 \text{ kg/m}$$

$$Carga Muerta total = q_{escalón} + q_{rampa} + q_{acabados} + q_{barandillas} = 1248,09 \text{ kg/m}$$

**Cargas sobre la losa de descanso:**

$$q_{descanso} = t * peso \text{ esp. } H^{\circ} * L_2 = 0,15 * 2400 * 1,80 = 648 \text{ kg/m}$$

$$q_{acabados} = 72 * 1,90 = 136,8 \text{ kg/m}$$

$$Carga Muerta total = q_{descanso} + q_{acabados} = 784,8 \text{ kg/m}$$

**Sobrecarga:**

La sobrecarga de uso es de  $400 \text{ kg/m}^2$ .

$$Sobrecarga = q_{SC} * a = 400 * 1,75 = 700 \text{ kg/m}$$

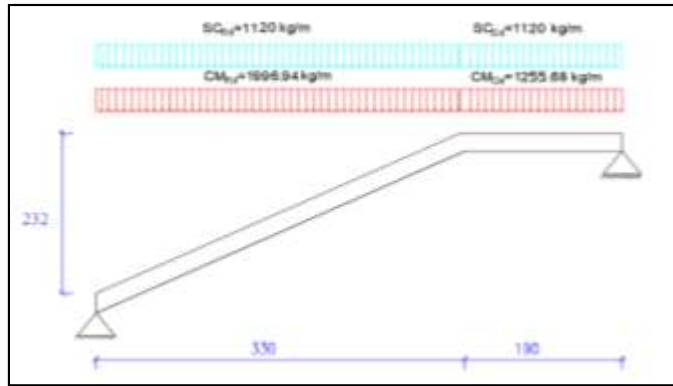
**Consideraciones para la disposición de la armadura en la escalera:**

Los momentos de empotramiento perfecto se presentan solo excepcionalmente, cuando la placa va unida a una pieza de gran rigidez.

Para el caso de empotramiento perfecto, puede tomarse, el momento de empotramiento y el de vano iguales en valor absoluto, e iguales a la semisuma proporcionada por el cálculo, lo cual resulta especialmente adecuado si el armado se hace con mallas electro soldadas. Si el empotramiento se realiza en una viga, se recomienda colocar armaduras negativas para resistir los momentos perfectos en la situación de servicio; pero al calcular las armaduras de vanos, en la situación de agotamiento, debe suponerse que

La viga es un apoyo simple, ya que, al fisurarse, disminuirá su rigidez torsional de forma decisiva.

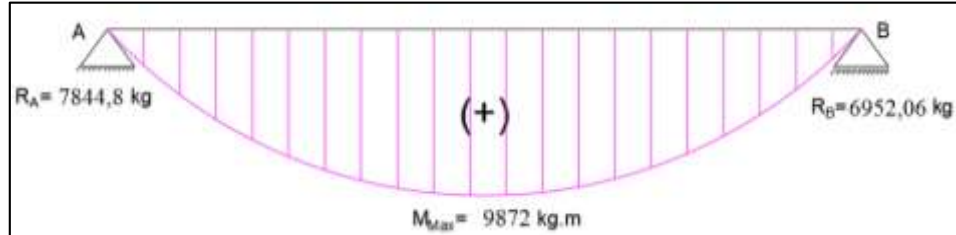
**Figura N° 3.30 Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura principal**



*Fuente: Elaboración Propia*

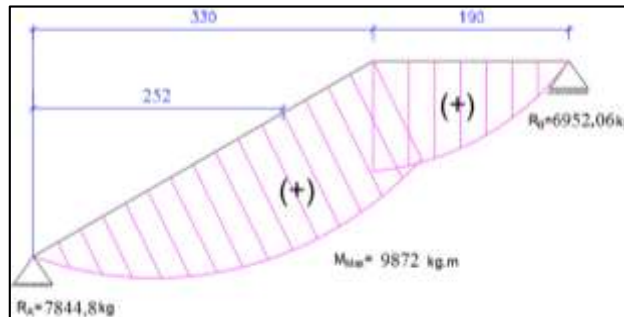
Por razones de cálculo podrá considerarse como una losa plana:

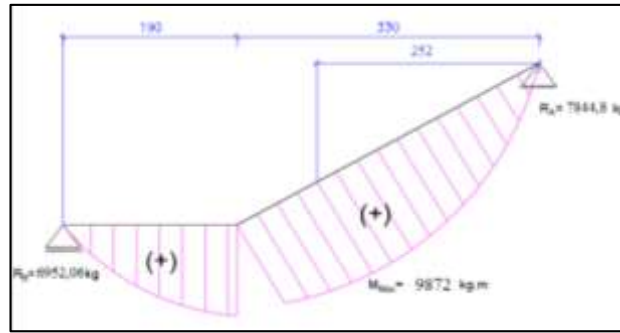
**Figura N°3.31 Diagrama de momentos de la escalera, como losa plana**



*Fuente: Elaboración Propia*

**Figura N°3.32 Diagrama de momentos de la escalera, esquema real**

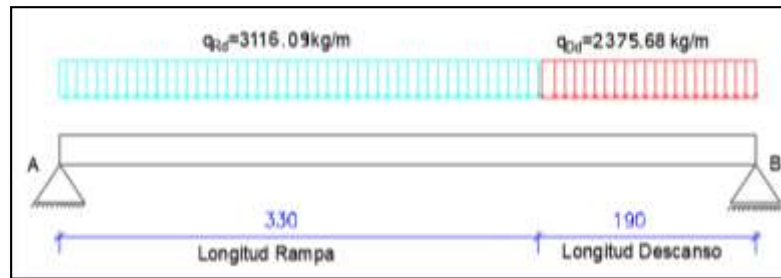




Fuente: Elaboración Propia

**Para la armadura negativa:** Supuesta como un apoyo empotrado y con las cargas de servicio:

**Figura N° 3.33 Consideración como una losa plana y simplemente apoyada**



8

Fuente: Elaboración Propia

Resolviendo se tiene que:

$$\sum M = 0$$

$$R_B = \frac{\frac{(3116,09) \cdot 3,3^2}{2} + (2375,68) \cdot 1,9 \cdot \left(\frac{1,9}{2} + 3,3\right)}{3,3 + 1,9} = 6952,06 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A = (3116,09) \cdot 3,3 + (2375,68) \cdot 1,9 - 6952,06 = 7844,8 \text{ kg}$$

$$x = \frac{R_A}{CM_{Rd} + SC_{Rd}} = \frac{7844,8}{1996,94 + 1120} = 2,52 \text{ m}$$

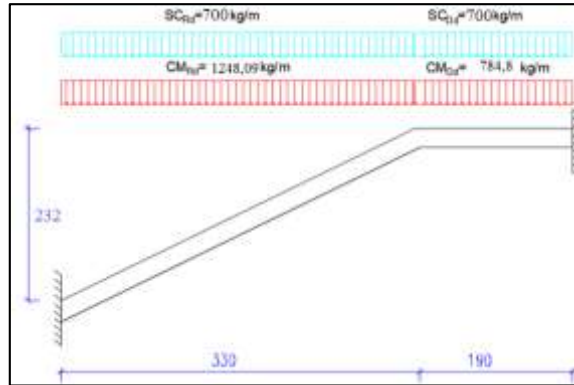
$$M_{max}^+ = R_A \cdot x - \frac{(CM_{Rd} + SC_{Rd}) \cdot x^2}{2}$$

$$M_{max}^+ = 7844,8 \cdot 2,52 - \frac{(1996,94 + 1120) \cdot 2,52^2}{2}$$



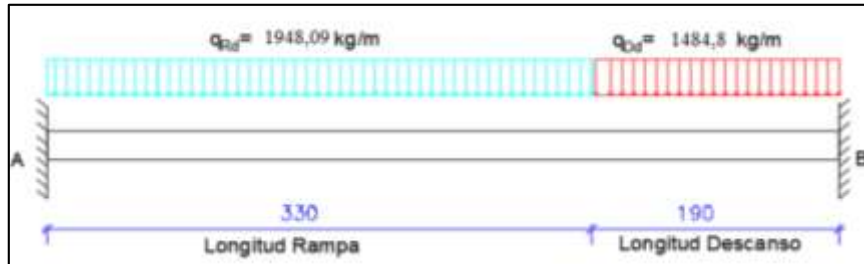
$$M_{max}^+ = 9872 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

**Figura N°3.34 Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura negativa**



*Fuente: Elaboración Propia*

**Figura N°3.35 Consideración como una losa plana, apoyo empotrado**



*Fuente: Elaboración Propia*

Resolviendo se tiene que:

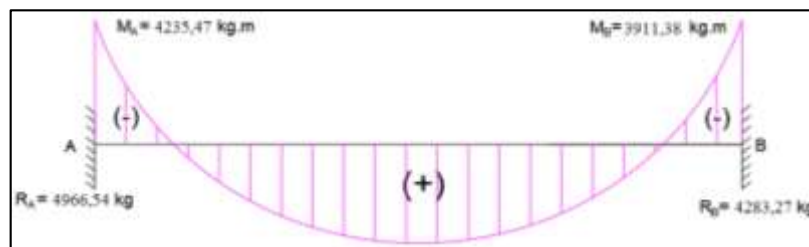
$$R_A = 4966.54 \text{ kg}$$

$$R_B = 4283.27 \text{ kg}$$

$$M_A = 4235.47 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

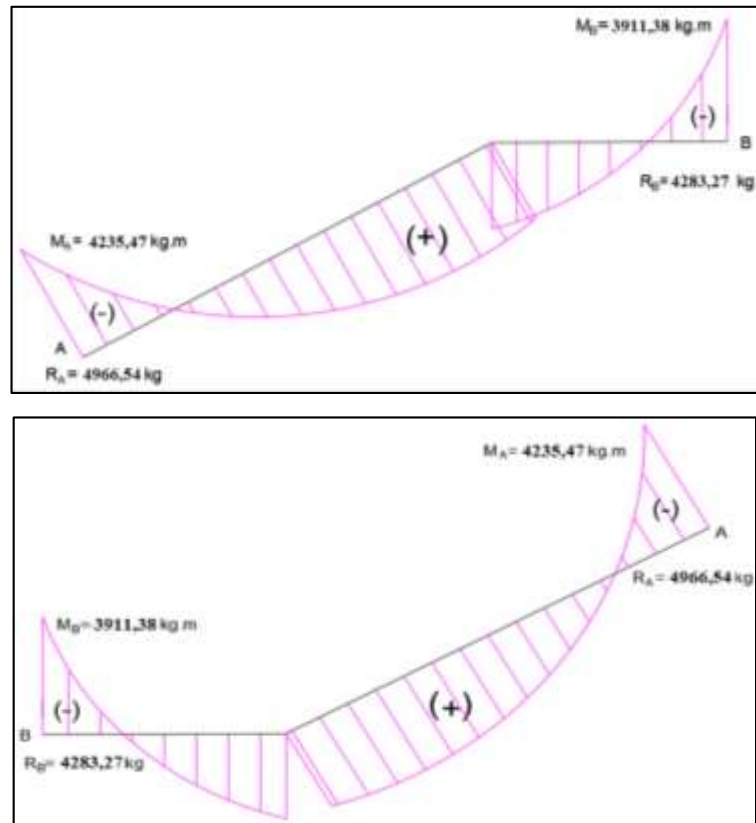
$$M_B = 4283,27 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

**Figura N°3.36 Diagrama de momentos de la escalera, (empotrada)**



*Fuente: Elaboración Propia*

Figura N°3.37 Diagrama de momentos de la escalera, esquema real



Fuente: Elaboración Propia

Con todas las consideraciones antes mencionadas, se procede a determinar la armadura de la escalera.

### Determinación de la armadura longitudinal positiva

#### Datos iniciales:

$M_d = 9872 \text{ kg} \cdot \text{m}$	Momento de cálculo, en agotamiento.
$\omega_{min} = 0,0015$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = a = 1,75 \text{ m}$	Ancho de rampa.
$t = 0,15 \text{ m}$	Espesor de la losa.
$r = 0,030 \text{ m}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 0,12 \text{ m}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 \cdot b_w \cdot f_{cd}} = 0,235$$

**Como:**  $\mu_d < \mu_{lim}$  Por lo tanto, la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción, se entra con  $\mu_d = 0,235$  de la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene  $\omega_s = 0,2837$ , y la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 22,84 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{\text{min}} \cdot b_w \cdot d$$
$$A_{s \text{ min}} = 0,0015 \cdot 175 \cdot 12 = 3,15 \text{ cm}^2$$

**Como:**  $A_s > A_{s \text{ min}}$  entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 22,84 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de  $\emptyset = 16 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s \phi 16} = 2,011 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 16}} = 12,36 = 12 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{175 - 2(3) \text{ cm}}{12 \text{ barras} - 1} = 15,36 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

Se adoptará 12 barras para un espaciamento de 15 cm.

Con un área total de:

$$A_s = 12 \cdot 2,011 = 24,132 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$$24,132 \text{ cm}^2 > 22,84 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Elección = **12  $\Phi 16 \text{ mm c}/15$**

CYPECAD = **13  $\Phi 16 \text{ mm c}/15$**

## Cálculo de la armadura longitudinal negativa

### Datos iniciales:

$M_d = 4235,47 \text{ kg} \cdot \text{m}$	Momento característico de diseño, en servicio.
$\omega_{min} = 0,0015$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = a = 1,75 \text{ m}$	Ancho de rampa.
$t = 0,15 \text{ m}$	Espesor de losa perpendicular.
$r = 0,030 \text{ m}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 0,12 \text{ m}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 \cdot b_w \cdot f_{cd}} = 0,10$$

**Como:**  $\mu_d < \mu_{lim}$  El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto, la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción, se entra con  $\mu_d = 0,10$  de la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene  $\omega_s = 0,1074$  la armadura necesaria es:

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 8,64 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 3,15 \text{ cm}^2$$

**Como:**  $A_s > A_{s \text{ min}}$  entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 8,64 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de  $\emptyset = 10 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s \phi 10} = 0,785 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 10}} = 11,0063 = 12 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{175 \text{ cm} - 2(3)}{12 \text{ barras} - 1} = 15,36 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

Se adoptará 12 barras para un espaciamento de 0,15 m.

Con un área total de:

$$A_s = 12 \cdot 0,785 \text{ cm}^2 = 9,42 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$9,42 \text{ cm}^2 > 8,64 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Elección = **12  $\Phi$ 10 mm c/15**

CYPECAD = **13  $\Phi$ 10 mm c/15**

### **Cálculo de la armadura de reparto por retracción y temperatura:**

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

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

$$A_{s \text{ min}} = 0,0015 \cdot 100 \cdot 12 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del número de barras por metro, se considerará un diametro de  $\emptyset = 8$  mm con un área de  $A_{s \phi 8} = 0,503 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_{s \text{ min}}}{A_{s \phi 8}} = 3,57 = 4 \text{ barras}$$

Con un área total de:

$$A_s = 4 * 0,503 \text{ cm}^2 = 2.012 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$$2.012 \text{ cm}^2 > 1.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Elección =  **$\Phi$ 8 mm c/25**

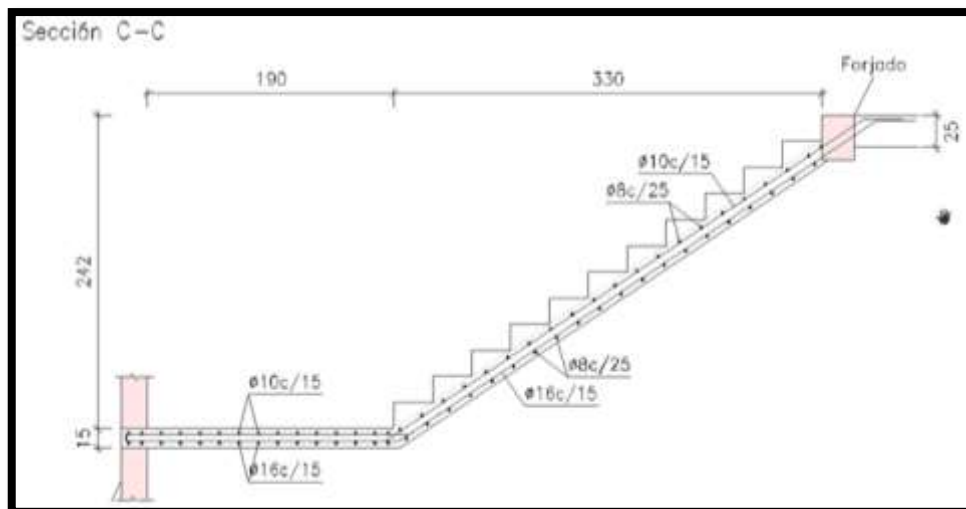
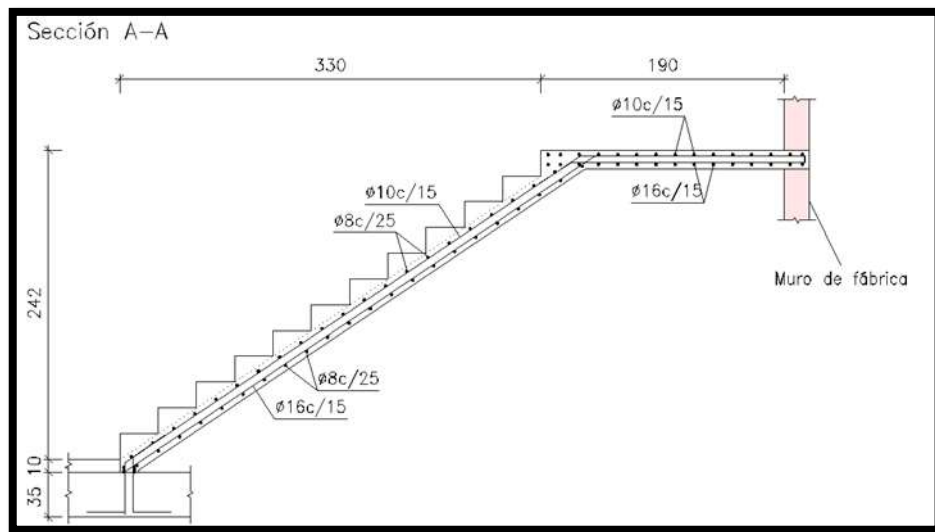
CYPECAD =  **$\Phi$ 8 mm c/20**

### **Comentarios y evaluaciones de los resultados**

La verificación de la escalera se la realizó asumiendo que es una losa maciza de hormigón armado. Se calcularon los esfuerzos producidos en la escalera debido a las cargas dispuestas en la escalera y se asumió apoyos simples para obtener el momento positivo máximo con el cual se calculó la armadura longitudinal inferior positiva, y se asumió apoyos empotrados para obtener el momento negativo máximo, con el cual se calculó la armadura longitudinal inferior negativa, además se dispuso de una armadura de reparto en la escalera que comprende el 20 % de la armadura longitudinal.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm <sup>2</sup> /m)	Φ Adoptado	As (cm <sup>2</sup> /m)	Φ Adoptado	
Longitudinal (positiva)	24,13	12 Φ 16mm c/15cm	26,14	13 Φ 16mm c/15cm	8,33
Longitudinal (negativa)	9,42	12 Φ 10mm c/15cm	10,205	13 Φ 10mm c/15cm	8,33
Transversal	2,515	Φ 8mm c/25 cm	2,515	Φ 8mm c/25cm	0

**Figura N° 3.38 Disposición de la armadura en la escalera**



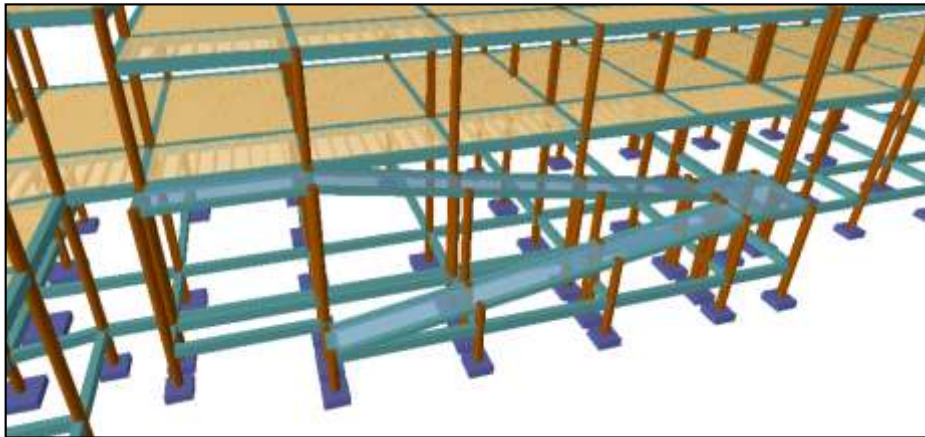
Fuente: CYPECAD 2017

### 3.7.4.2. Rampa

Los datos generales de la rampa son los siguientes:

- $h = 15.00 \text{ cm}$  Altura de la Losa
- $b_w = 100.00 \text{ cm}$  Ancho de la Losa
- $d_1 = d_2 = 1.50 \text{ cm}$  Recubrimiento mecánico de la Losa
- $f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$  Resistencia característica del hormigón a compresión
- $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$  Límite elástico característico para un acero CA -40
- $\gamma_s = 1.15$  Coeficiente de seguridad del acero
- $\gamma_c = 1.50$  Coeficiente de seguridad del hormigón
- $M_x = 600 \text{ Kg}^*\text{m/m}$  Momento en la menor dirección (inferior)
- $M_y = 990 \text{ Kg}^*\text{m/m}$  Momento en la mayor dirección (inferior)
- $M_x = 680 \text{ Kg}^*\text{m/m}$  Momento en la menor dirección (superior)
- $M_y = 1650 \text{ Kg}^*\text{m/m}$  Momento en la mayor dirección (superior)

**Figura N° 3.39 Vista de la Rampa**



*Fuentes: Cypecad 2017*

La rampa se diseña como losas macizas tanto en las dos rampas como en el descanso, para ello se verifica los resultados de la armadura que proporciona el programa CYPECAD.

$$d = h - r - \phi/2 = (15 - 1,50 - 0,4) = 13.10 \text{ cm}$$

Área mínima de acero:

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

$$W_{s\ min} = 0,0015$$

$$A_{s\ min} = 0,0015 \cdot 100 \cdot 13,10$$

$$A_{s\ min} = 1,965\ cm^2/m$$

- **Análisis de cálculo en la menor dirección (inferior)**

Determinación del momento reducido de calculo

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

Donde:

$$\mu_d = \frac{60000\ kg \cdot cm}{100 \cdot 13,10^2 \cdot 166,67} = 0,021$$

$$\mu_d \ll \mu_{lim}$$

$$0,028 < 0,319$$

Cuantía mecánica:

$$\omega = 0,031$$

Área de acero de cálculo:

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

$$A_s = 0,031 \cdot 100 \cdot 13,10 \cdot \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 1,56\ cm^2/m$$

Si Adoptamos barras de  $\Phi$  8 mm:

$$n = \frac{A_s}{A_{\Phi 8mm}} + 1 = \frac{1,965}{0,503} + 1 = 5\ barras$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100\ cm}{n} = \frac{100\ cm}{5} = 20\ cm$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

5 $\Phi$ 8 mm c/ 20 cm
------------------------

- **Análisis de cálculo en la mayor dirección (inferior)**

Determinación del momento reducido de calculo



Donde:

$$\mu_d = \frac{99000 \text{ kg. cm}}{100 \cdot 11,3^2 \cdot 166,67} = 0,035$$

$$\mu_d < \mu_{lim}$$

$$0,035 < 0,319$$

Cuantía mecánica:

$$\omega = 0,0415$$

Área de acero de cálculo:

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

$$A_s = 0,0415 \cdot 100 \cdot 12,5 \cdot \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 2,084 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si Adoptamos barras de  $\Phi$  8 mm:

$$n = \frac{A_s}{A_{\Phi 8mm}} + 1 = \frac{2,084}{0,503} + 1 = 6,6 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{6,64} = 15 \text{ cm}$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

5 $\Phi$ 8 mm c/ 15 cm
------------------------

**- Análisis de cálculo en la menor dirección (superior)**

Determinación del momento reducido de calculo

Donde:

$$\mu_d = \frac{68000}{100 \cdot 13,10^2 \cdot 166,67} = 0,024$$

$$\mu_d < \mu_{lim}$$

$$0,024 < 0,319$$

Cuantía mecánica:

$$\omega = 0,031$$

Área de acero de cálculo:

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

$$A_s = 0,031 \cdot 100 \cdot 11,3 \cdot \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 1,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si Adoptamos barras de  $\Phi$  8 mm:

$$n = \frac{A_s}{A_{\Phi 8mm}} + 1 = \frac{1,965}{0,503} + 1 = 5 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{5} = 20 \text{ cm}$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

4 $\Phi$ 8 mm c/ 25 cm
------------------------

**- Análisis de cálculo en la mayor dirección (superior)**

Determinación del momento reducido de calculo

Donde

$$\mu_d = \frac{115000}{100 \cdot 13,10^2 \cdot 166,67} = 0,0403$$

$$\mu_d < \mu_{lim}$$

$$0,0403 < 0,319$$

Cuantía mecánica:

$$\omega = 0,0522$$

Área de acero de cálculo:

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

$$A_s = 0,0522 \cdot 100 \cdot 13,10 \cdot \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si Adoptamos barras de  $\Phi$  8 mm:

$$n = \frac{As}{A\phi 8mm} + 1 = \frac{2,62}{0,503} + 1 = 6.20 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{6.20} = 15 \text{ cm}$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

5 $\Phi$ 8 mm c/ 15 cm
------------------------

### Comentarios y evaluaciones de los resultados

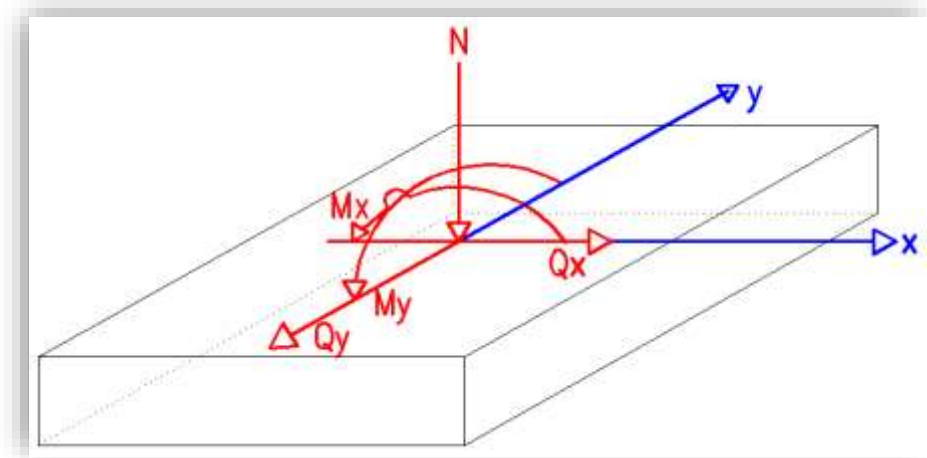
Se verificó de la rampa como una losa maciza de hormigón armado. Los esfuerzos fueron obtenidos del programa utilizado mediante los isovalores; se obtuvo los momentos tanto para la armadura longitudinal superior e inferior como para la armadura transversal superior e inferior.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm <sup>2</sup> /m)	$\Phi$ Adoptado	As (cm <sup>2</sup> /m)	$\Phi$ Adoptado	
Menor dirección (inferior)	2,515	$\Phi$ 8mm c/20cm	2,515	$\Phi$ 8mm c/20cm	0
Mayor dirección (inferior)	3,353	$\Phi$ 8mm c/15cm	3,353	$\Phi$ 8mm c/15cm	0
Menor dirección (superior)	2,515	$\Phi$ 8mm c/20cm	1,888	$\Phi$ 6mm c/15cm	0
Mayor dirección (superior)	3,353	$\Phi$ 8mm c/15cm	3,353	$\Phi$ 8mm c/15cm	0

### 3.7.5. Diseño de la Zapata Aislada

Se realiza la comprobación de la zapata correspondiente a la columna P-187, la misma es una zapata aislada con las características que se indica a continuación. Los datos de esfuerzo y dimensiones se obtuvieron del programa CYPECAD.

**Figura N° 3.40 Representación gráfica de la zapata aislada**



#### Datos:

- $N = 53932$  kg Carga Axial
- $M_x = 38000$  kg-cm Momento en dirección X
- $M_y = -22000$  kg-cm Momento en dirección Y
- $Q_x = 260$  kg Cortante en dirección X
- $Q_y = -220$  kg Cortante en dirección Y
- $f_{ck} = 250$  Kg/cm<sup>2</sup> Resistencia característica del H°
- $f_{yk} = 5000$  Kg/cm<sup>2</sup> Resistencia característica del acero
- $a_o = 30$  cm Dimensión de la base de la columna en X
- $b_o = 25$  cm Dimensión de la base de la columna en Y
- $\gamma = 2500$  Kg/m<sup>3</sup> Peso específico del H°A°
- $d_1 = 5$  cm Recubrimiento inferior de armadura
- $\mu_{lim} = 0,319$  Momento reducido mínimo para acero AH 500
- $w_{s\ min} = 0,0015$  Cuantía geométrica mínima para losas con acero AH 500

- $\sigma_{adm} = 3.4 \text{ kg/cm}^2$  Capacidad portante del suelo de fundación

**Resistencias características reducidas:**

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{250}{1.5} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{5000}{1.15} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

**Cálculo del área necesaria:**

$$\sigma = \frac{N + P}{A} \leq \sigma_{adm} \text{ entonces } A = \frac{1,05 * 53932}{3} = 18875.85 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{18875,85} \text{ entonces } a = b = 137.39 \text{ cm}$$

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

$$a = 140 \text{ cm} \quad b = 140 \text{ cm}$$

**Resistencia a cortante del hormigón:**

$$f_{vd} = 0,5\sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{166,67} \Rightarrow f_{vd} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

**Determinación del canto útil:**

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} = \frac{4 * 6,45 \text{ kg/cm}^2}{1,6 * 3 \text{ kg/cm}^2} \Rightarrow k = 5.375$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}} = 30.07 \text{ cm}$$

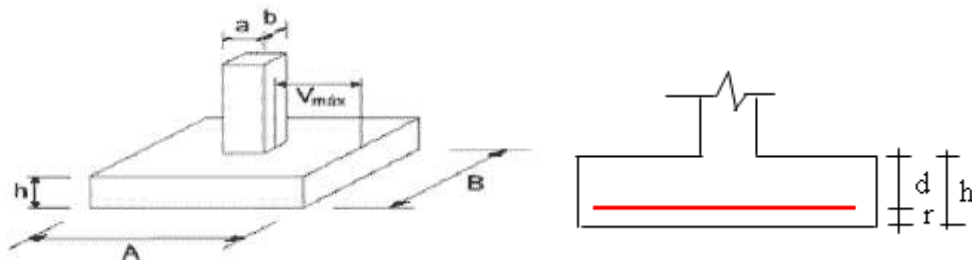
$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} = 21.33 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} = 22.4 \text{ cm}$$

Entonces se adopta  $h = 40 \text{ cm}$

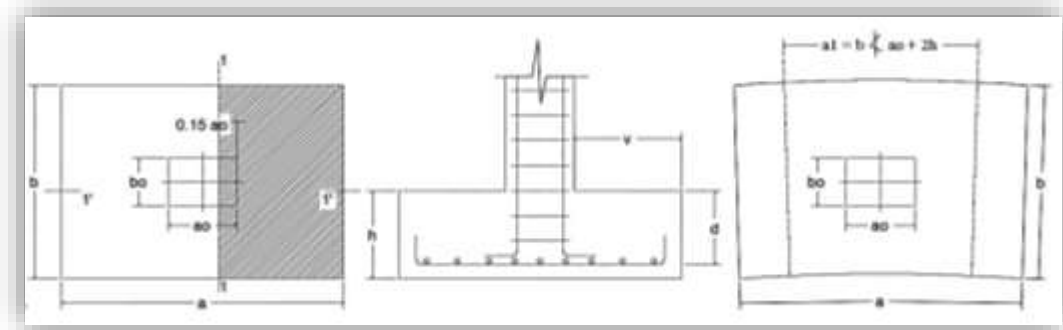
Con un recubrimiento de 5 cm el canto útil de la zapata será  $d = h - r - \phi - \frac{\phi}{2} \Rightarrow$

$$d = 33,2 \text{ cm}$$



**Determinación de la armadura:**

**Momentos en las secciones 1-1 y 1' y 1'**



**Cálculo del momento en la dirección "a":**

$$M_{ad} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot a} \cdot \left( \frac{a - a_o}{2} + 0.15 \cdot a_o \right)^2 = 1091044,36 \text{ kg.cm}$$

**Momento reducido**

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1091044.36}{140 \cdot 33,2^2 \cdot 166,67} = 0,051$$

**Cuantía Geométrica**

$$w_a = 0,0522$$

**Determinación de la Armadura necesaria**

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0522 \cdot 140 \cdot 33,2 \cdot 166,67}{4347,83} \Rightarrow A_s = 9.30 \text{ cm}^2$$

### Armadura mínima

$$\text{Con } f_{yk} = \frac{5000 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{min} = 0,0015$$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b * d = 0,0015 \cdot 100 \cdot 33,2 \Rightarrow A_{smin} = 4,98 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor, por lo que la armadura será  $A_s = 9,30 \text{ cm}^2$

### Determinación del número de barras:

Con una barra  $\emptyset = 12 \text{ mm}$  ;  $A_{\emptyset} = 1,13 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = 8,22 \Rightarrow 8 \text{ barras}$$

### Determinación del espaciamiento:

$$s = \frac{b - 2 \text{ rec} - N^{\circ} B \cdot \emptyset}{N^{\circ} B - 1} = \frac{140 - 2(5) - 8 \cdot 1,2}{8 - 1} = 17,28 \Rightarrow s = 15 \text{ cm}$$

**8 $\emptyset$ 12mm c/15cm**

### Cálculo del momento en la dirección “b”:

$$M_{bd} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot b} \cdot \left( \frac{b - b_o}{2} + 0,15 \cdot b_o \right)^2 = 1156167,25 \text{ kg.cm}$$

### Momento reducido

$$\mu_b = \frac{M_{bd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1156167,25}{140 \cdot 33,2^2 \cdot 166,67} = 0,053$$

### Cuantía Geométrica

$$w_b = 0,0582$$

### Determinación de la Armadura necesaria

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0582 \cdot 140 \cdot 33,2 \cdot 166,67}{4347,83} \Rightarrow A_s = 10,36 \text{ cm}^2$$

### Armadura mínima

$$\text{Con } f_{yk} = \frac{5000 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{min} = 0,0015$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 140 \cdot 33,2$$

$$A_{smin} = 6,97 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor, por lo que la armadura será  $A_s = 6,972 \text{ cm}^2$

### Determinación del número de barras:

Con una barra  $\phi = 16 \text{ mm}$  ;  $A_{\phi} = 2,01 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\phi}} = 5.15 \Rightarrow 5 \text{ barras}$$

### Determinación del espaciamiento:

$$s = \frac{b - 2rec - N^{\circ}B \cdot \phi}{N^{\circ}B - 1} = \frac{140 - 2(5) - 6 \cdot 1,6}{6 - 1} = 27.9 \Rightarrow s = 25 \text{ cm}$$

$$5\phi 16 \text{ mm } c/25 \text{ cm}$$

### Cálculo de la longitud de anclaje:

La longitud de anclaje no podrá ser inferior al valor mayor de los siguientes:

10.  $\Phi$
- 15 cm
- La tercera parte de la longitud correspondiente al caso en que no se aplique la reducción  $0,7 \cdot l_b$

De tabla 2.4 se obtiene  $m_3 = 11$  para hormigones de  $250 \text{ kg/cm}^2$  y barras de  $5000 \text{ kg/cm}^2$ .

$$l_b = m_3 \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{28.5} \cdot \phi \geq 15 \text{ cm} \qquad l_b = 11 \cdot 1,2^2 \geq \frac{500}{28.5} \cdot 1,2 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_b = 15,84 \text{ cm} \geq 21,05 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

- $10 \cdot 1,2 = 12 \text{ cm}$



- b) 15 cm
- c)  $0,70 \cdot 21,05 = 14 \text{ cm}$

Por tanto, se adoptará una longitud de anclaje de 15 cm en forma de patilla.

**Cálculo del peso propio de la zapata:**

$$P_p = Vol * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0,5915 \text{ m}^3 \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 \Rightarrow p_p = 1478,75 \text{ kg}$$

**Verificación al deslizamiento:**

$\delta = 0^{\circ}$  Ángulo de rozamiento interno del suelo

$\varphi =$  Ángulo de rozamiento de diseño

PP = Peso Propio de la zapata

C= cohesión del suelo

$$\varphi = \frac{2}{3} \delta = 0^{\circ}$$

$$\gamma \leq \frac{(N + PP) \cdot \tan\varphi + a * b * C}{Q_x} = \frac{140 * 140 * 3,97}{260} = 152,7 > 1,5 \text{ Cumple}$$

$$\gamma \leq \frac{(N + PP) \cdot \tan\varphi + a * b * C}{Q_y} = \frac{140 * 140 * 3,97}{220} = 180,45 > 1,5 \text{ Cumple}$$

**Verificación al vuelco**

$$\gamma_{Vx} = \frac{(N + PP) \cdot a/2}{M_x + Q_y \cdot h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Vy} = \frac{(N + PP) \cdot b/2}{M_y + Q_x \cdot h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Va} = \frac{(53932 + 1000) * 140/2}{36000 + 220 * 40} = 54,31 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{(53932 + 1000) * 140/2}{2200 + 260 * 40} = 75,09 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

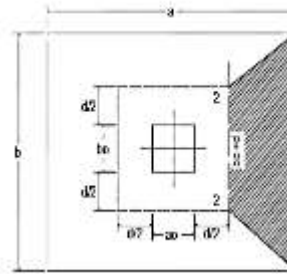
**Zapata Rígida ( $v \leq 2h$ , en ambas direcciones)**

Vuelo  $v = (140-25)/2 = 57.5 \text{ cm}$

y  $2h = 80 \text{ cm}$

Por tanto, se la clasifica como zapata rígida.

## Verificación a Punzonamiento



## Cortante de Punzonamiento

$$P_u = 1,6 \times \sigma_{adm} (a \times b - (d + a_o)(d + b_o))$$

$$P_u = 1,6 \times \frac{3,4 \text{ kg}}{\text{cm}^2} (140 \times 140 - (33,2 + 30)(33,2 + 25))$$

$$P_u = 50574,08 \text{ kg}$$

## Resistencia al Punzonamiento

Resistencia a cortante del hormigón:

$$f_{vd} = 0,5 \sqrt{f_c d} = 0,5 \cdot \sqrt{166,67} \Rightarrow f_{vd} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Area critica

$$p = 2 (b_o + d + a_o + d) = 242,8 \text{ cm}$$

$$A_c = p \times d = 8060,96 \text{ cm}^2$$

Resistencia al punzonamiento

$$P_c = f_{vd} \times A_c = 51993,2 \text{ kg}$$

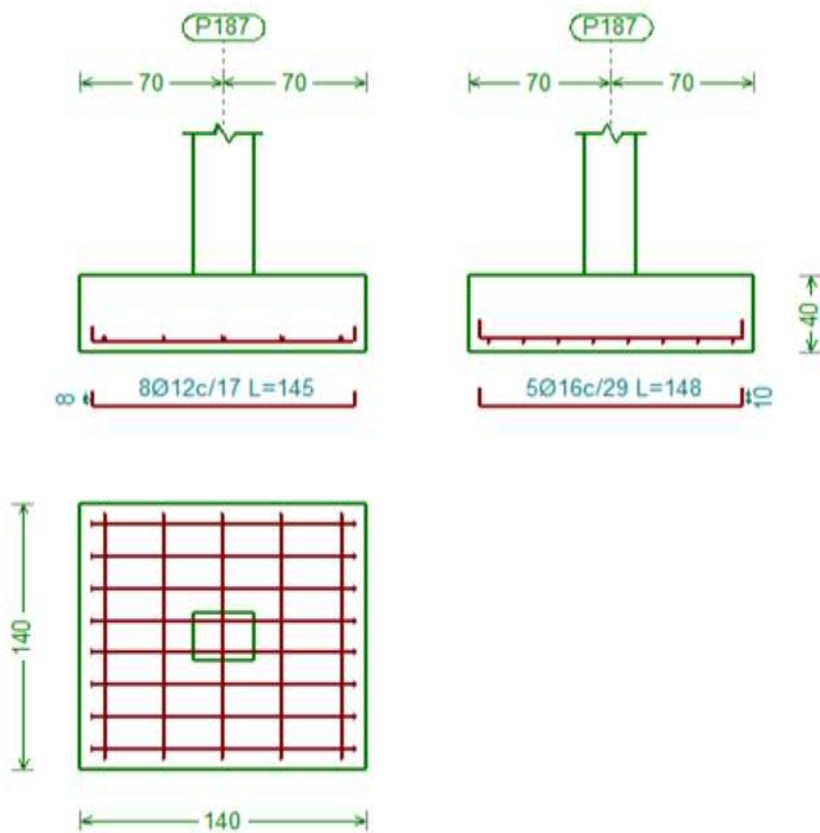
$$P_u < P_c \text{ cumple!!}$$

**Comentarios y conclusiones de los resultados:**

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la zapata aislada son similares a los del programa CYPECAD, donde se adoptó barras de diámetro 12mm y 16 mm. A continuación, se presentan los resultados.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm <sup>2</sup> )	Φ Adoptado	As (cm <sup>2</sup> )	Φ Adoptado	
Longitudinal	9.048	8Φ 12mm c/15cm	9.048	8Φ 12mm c/17cm	0
Transversal	10.05	5Φ 16mm c/25cm	10.05	5Φ 16mm c/29cm	0

**Figura N° 3.41 Gráfica de los resultados obtenidos para la zapata aislada**



Fuente: CYPECAD 2017

## **3.8. Estrategia para la ejecución de la Obra**

### **3.8.1. Especificaciones Técnicas**

En las especificaciones técnicas se define cómo ejecutar 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 5).

### **3.8.2. Cómputos Métricos**

En los cómputos métricos se tiene el nombre del ítem, la unidad en que se efectuará el cómputo, las dimensiones de la pieza, como: largo, ancho y alto, el número de piezas iguales, el volumen parcial y el volumen final de cada ítem de todos los módulos que comprenden el proyecto (Véase ANEXO 6).

### **3.8.3. Análisis de Precios Unitarios**

El análisis de precios unitarios fue realizado como se indica en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el ANEXO 7.

### **3.8.4. Presupuesto general de la obra**

Se obtuvo en función a los cómputos métricos y precios unitarios correspondientes a cada ítem. Por lo que, el presupuesto de la obra es de Bs. 6.806.816,12 Bs que corresponde a solo los ítems dispuestos, este será una parte del presupuesto total de la obra dado que no se consideró otros módulos (Véase ANEXO 8).

### **3.8.5. Cronograma de Ejecución**

El plan y cronograma de obras propuesto se lo efectuó utilizando el método de barras Gantt con la ayuda del programa: “Microsoft Project 2016” y se lo hizo como se definió anteriormente (Véase ANEXO 11).

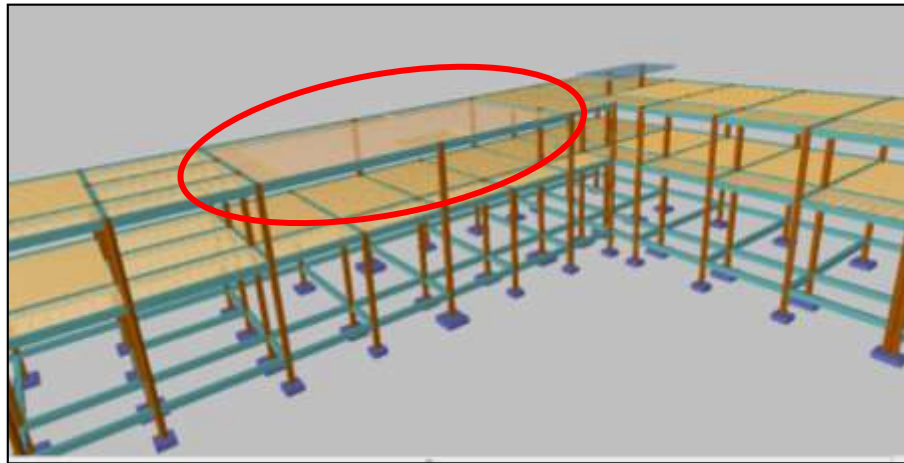
## CAPÍTULO IV

### 4. APORTE ACADÉMICO (DISEÑO DE LOSA RETICULAR)

En este capítulo se desarrolla la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de losas reticulares.

Para garantizar los resultados de cálculo y diseño se aplicarán las recomendaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87), Normativa que es guía fundamental en Bolivia para el diseño de estructuras.

**Figura N° 4.1 Losa reticular del proyecto**



*Fuente: CYPECAD 2017*

#### 4.1. Marco teórico

##### **Losa Reticular**

Los forjados reticulares pertenecen a la familia de losas de hormigón armado, no homogéneas, aligeradas y armadas en dos direcciones ortogonales, configurando una placa nervada. Este tipo de forjados pueden llevar o no vigas descolgadas según vea o no conveniente el proyectista.

**Tabla N° 4.1 Tipología general de los forjados reticulares**

Forjados Reticulares	F.R. casetones de aligeramiento perdidos
	F.R. con Casetones recuperables

*Fuente: Los Forjados Reticulares- Florentino Regalado, pag 18*

Las losas reticulares están conformadas con casetones en filas de viguetas o nervios de hormigón perpendiculares entre sí, cuentan con cabezales macizos sobre las columnas (los cuales son necesarios para proveer resistencia al corte) y vigas de borde. (Regalado, 2003)

#### **4.1.1. Parámetros de un forjado reticular**

La norma boliviana del hormigón armado CBH-87 establece que:

**Los nervios:** Son elementos encargados de transmitir las acciones a los soportes. La separación entre nervios puede ser variable en función del diseño estructural: la separación máxima de 100 cm; y su ancho no menor a 7 cm, ni a la cuarta parte del canto de la placa, medido sin tener en cuenta la capa de compresión.

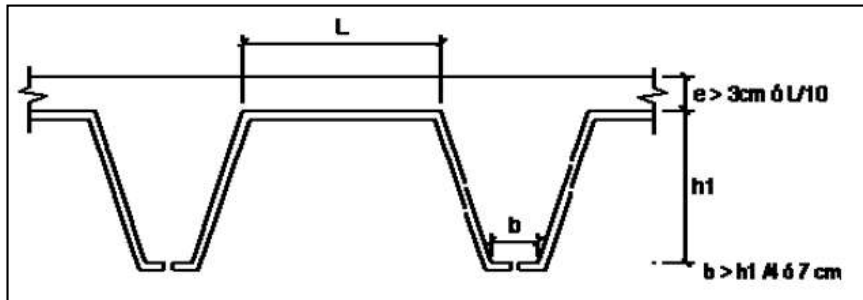
**Capa de compresión:** Las losas reticulares o aligeradas deberán disponer de una capa de compresión no inferior a 3 cm en caso de utilizar aligerantes permanentes; y en caso de usar aligerantes recuperables deberá disponer de una capa de compresión no menor a 3 cm ni al décimo de la luz libre entre paramentos laterales de los nervios.

**Canto de la losa:** El canto óptimo de losa aligerada debe disponer de un canto total de espesor constante no inferior a  $L/28$ .

**Pilar:** La menor dimensión de la sección transversal del pilar no deberá ser inferior a 25 cm.

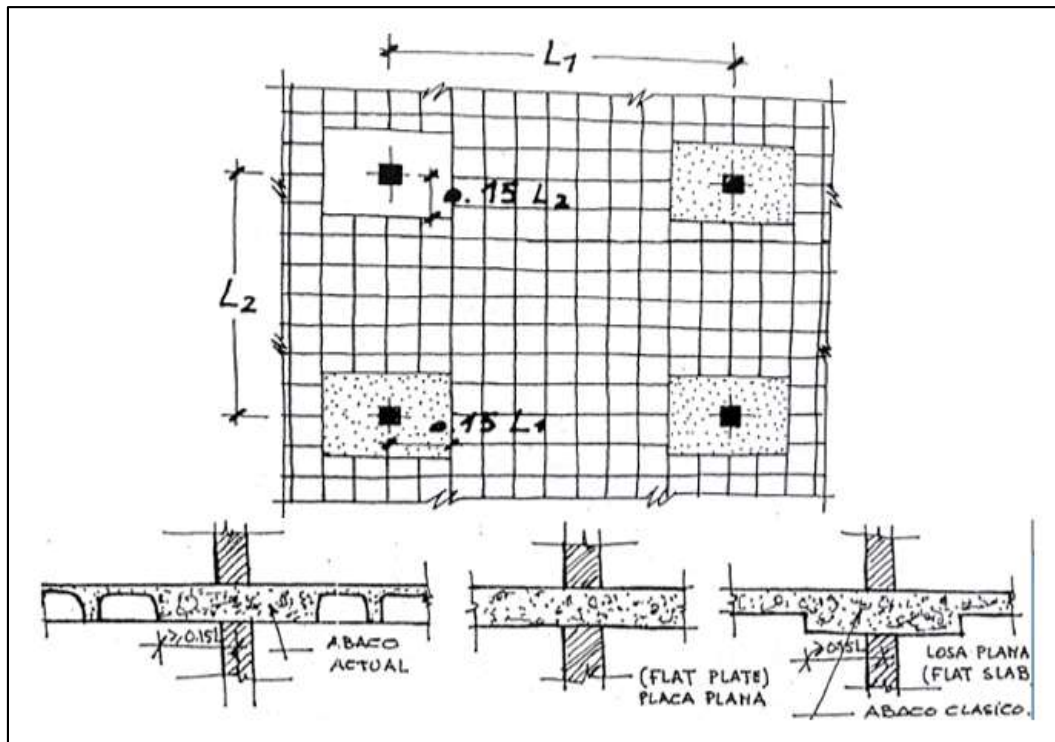
**Ábacos:** Zona de la placa alrededor de un pilar, que se resalta, En las placas aligeradas, su existencia es preceptiva (obligatoria), pudiendo ir acompañado o no de capitel; la distancia del borde del ábaco al eje del pilar, no deberá ser inferior a 0,15 de la luz correspondiente el recuadro considerado. (CBH 87, 1987)

**Figura N° 4.2 Restricciones de dimensiones para losa reticular**



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

**Figura N° 4.3 Tamaño mínimo recomendable para los ábacos**



*Fuente: Florentino regalado -los Forjados Reticulares*

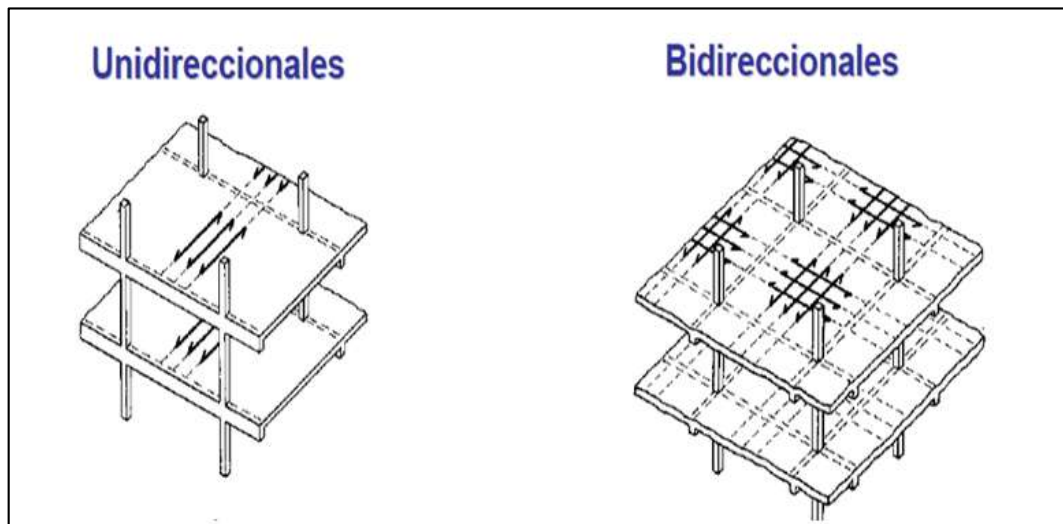
Las losas reticulares son capaces de soportar las acciones verticales, repartidas y puntuales muy adecuadamente, y en menor medida también las horizontales, es decir que, al ser forjados bidireccionales, por la doble dirección ortogonal de sus armaduras, sus flexiones pueden ser descompuestas y analizadas según esas dos direcciones de armado. (Regalado, 2003)

### **Tipos de placas aligeradas**

La normativa CBH-87 distingue dos tipos placas aligeradas:

- 1.-placas nervadas. - las que poseen nervios paralelos y en una sola dirección.
- 2.- placas aligeradas reticulares. - llevan nervios de rigidizacion en dos direcciones constituyendo una retícula.

**Figura N° 4.4 Tipos de placas aligeradas**

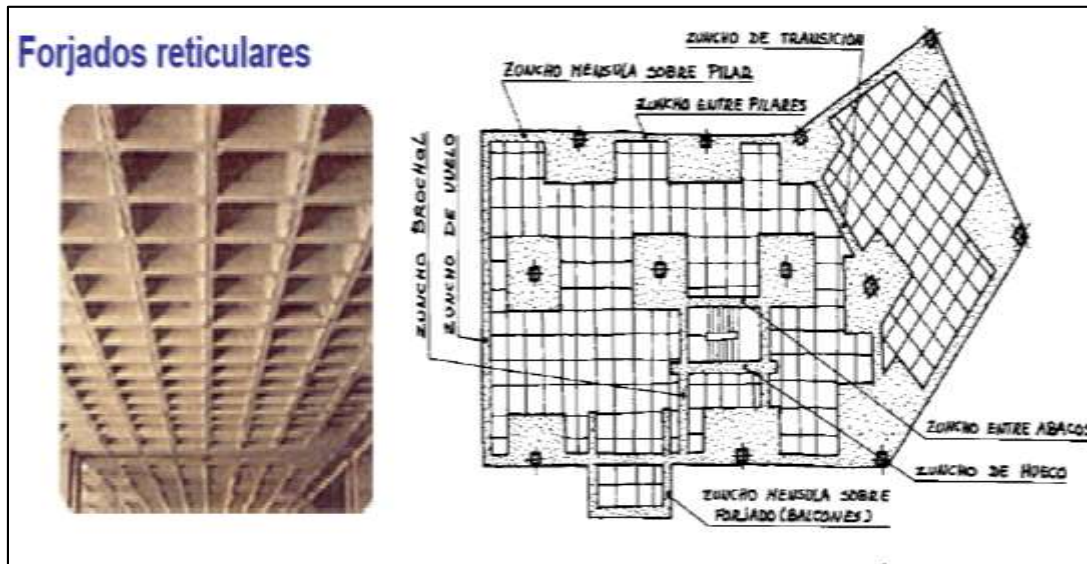


*Fuente: Florentino regalado -los Forjados Reticulares*

Los forjados reticulares son una opción en alza en nuestro medio desde hace algunos años, al amparo de la instrucción CBH-87 y la norma española que es compatible en promoción a su mejor conocimiento. Resultan insustituibles en el campo de los techos planos con grandes luces y elevadas cargas, pero avanzan también a la edificación de viviendas.



Figura N° 4.5 Forjados Reticulares



*Fuente: los Forjados reticulares-Florentino regalado, pág. 8.*

#### 4.1.2. Métodos de cálculo para el diseño de forjados reticulares

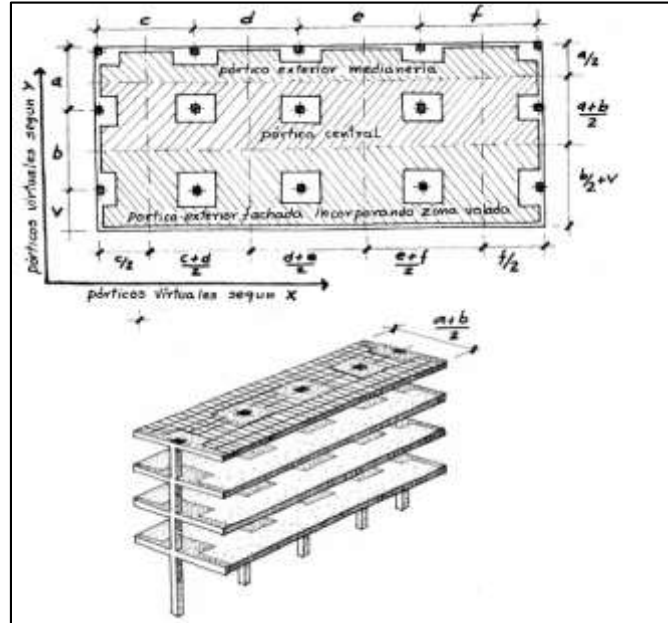
- **Método de los pórticos virtuales**

Para cargas verticales y horizontales, estas placas pueden analizarse estudiando, en cada dirección, los pórticos virtuales que resulten. La hipótesis fundamental de este método reside en la no interacción entre pórticos virtuales. Por ello, en las situaciones en que tal interacción pueda ser significativa, no deberá utilizarse. La interacción entre pórticos puede aparecer en las siguientes situaciones:

- Asimetrías notables en planta o en alzado (de geometría y rigidez).
- Existencia de brochales.
- Estructuras sensiblemente traslacionales.
- Existencia de elementos de rigidización transversal (pantallas, núcleos).
- Acciones no gravitatorias en estructuras no uniformes.
- Fuerte descompensación de cargas o de luces.

## Características de rigidez de las vigas y soportes del pórtico virtual

Figura N° 4.6 Método de Pórticos Virtuales



*Fuente: Los forjados reticulares- Florentino Regalado, pag.84.*

### • Método Directo

Para cargas verticales, estas placas pueden analizarse estudiando, en cada dirección, los pórticos virtuales que resulten siempre que se cumplan las limitaciones:

- La malla definida en planta por los soportes, será sensiblemente ortogonal.
- La relación entre el lado mayor y menor del recuadro no debe ser mayor que 2.
- La diferencia entre luces de vanos consecutivos no debe ser mayor que un tercio de la luz del vano mayor.
- La sobrecarga debe ser uniformemente distribuida y no mayor que 2 veces la carga permanente.
- Deberán existir tres vanos como mínimo en cada dirección.

Los momentos de las secciones críticas en apoyos y vanos se definen como un porcentaje del momento  $M_0$ .

$$M_o = \frac{(q_g + q_d)l_p * l_i^2}{8}$$

$q_d$ = Carga permanente de cálculo

$q_d$ = Sobrecarga de cálculo aplicada en el recuadro estudiado

$l_i$ = Distancia entre ejes de soportes en la dirección en la que se calculan los momentos

$l_p$ = Anchura del pórtico virtual analizado.

	Caso A	Caso B	Caso C
Momento negativo en apoyo exterior	30%	0%	65%
Momento positivo en vano	52%	63%	35%
Momento negativo en apoyo interior	70%	75%	65%

Caso A: Placa elásticamente empotrada en los soportes de borde.

Caso B: Placa apoyada en el borde.

Caso C: Placa perfectamente empotrada en ambos bordes.

### **Dimensionamiento de secciones placas en T o L**

#### ➤ **Anchura eficaz de la cabeza**

La anchura eficaz  $b_e$ , de la cabeza de compresión de una viga T, simplemente apoyada, sometida a una carga uniformemente repartida, se tomará en función de la anchura real  $b$ , sacado de tablas, según se trate de vigas aisladas o múltiples respectivamente.

Si sobre la viga actúa una carga concentrada en una zona de amplitud «a» en la dirección de la luz, los valores dados por las tablas deberán multiplicarse por el factor de reducción  $k$ , dado en la tabla 3.10: Vigas T múltiples, valores de los coeficientes  $k$  de la Norma Boliviana (CBH-87).

En todos los casos y a efectos de determinar la anchura eficaz de la cabeza, deben tenerse en cuenta además las observaciones siguientes:

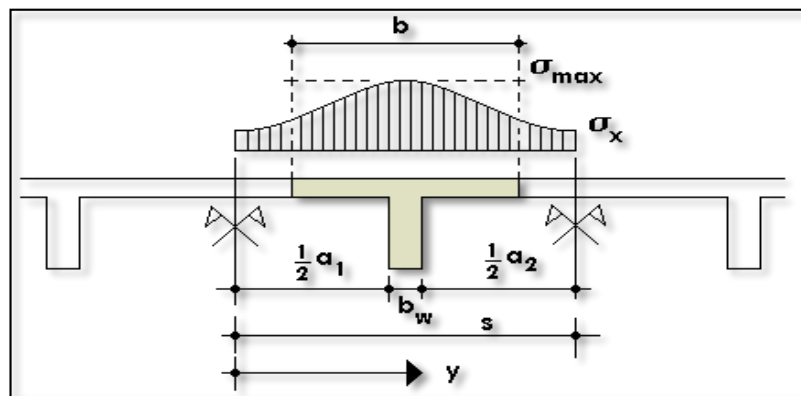
1. Los valores indicados en las tablas son válidos también para cargas triangulares, parabólicas o sinusoidales, así como para el caso de momentos constantes.
2. Las tablas son igualmente aplicables al caso de vigas continuas, considerando como valor de la luz la distancia que resulte, para cada estado de carga, entre puntos de momento nulo.
3. En las proximidades de un apoyo, la anchura eficaz de la cabeza de compresión, a cada lado del nervio,  $0.5 \cdot (b_e - b_w)$ , no será superior a la distancia entre apoyo y sección considerada.
4. En el caso de piezas T provistas de cartelas de anchuras  $b_c$  y altura  $h_c$ , se sustituirá la anchura real  $b_w$ , del nervio, por otra ficticia  $b_w$ .

$$b'_w = b_w + 2b_c \quad \text{Si } b_c < h_c \quad \text{o} \quad b'_w = b_w + 2h_c \quad \text{si } b_c \geq h_c$$

➤ **Viga T aislada**

Anchura de la cabeza de compresión  $b_1 = \frac{b_e \cdot b_w}{2}$  que debe tomarse a uno y otro lado del nervio, en centro luz, cuando la viga esté sometida a carga uniformemente repartida.

**Figura N° 4.7 Transmisión de cargas de nervio a placa**



*Fuente: Hormigón Armado de "Jiménez Montoya" (14ª. ed.).*

El ancho de colaboración o ancho efectivo depende de:

- La forma de la carga: uniforme, puntual directa o indirecta.
- Las condiciones de apoyo: viga simple, viga continua o en voladizo.
- La forma de la sección: vigas T simétricas o asimétricas.
- Relación entre espesor del ala y altura del nervio.

- Las condiciones de borde de la placa: empotramiento perfecto o no.
- La luz de la viga (l); y la distancia entre nervios (a).

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

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

Siendo (a) la distancia libre hasta las vigas más cercanas a ambos lados. Para vigas L (con ala de un solo lado), se considera el menor valor de “b” entre:

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

Siendo la distancia libre hasta la viga más cercana.

### **Armadura mínima**

En losas de espesor constante, cuando se utilice acero de refuerzo con  $f_yk = 5000$  Kg/cm<sup>2</sup>, la cuantía mínima para resistir cambios de temperatura y retracción de fraguado  $\omega_{min}$  será de 0.0015. En las losas reticulares, la cuantía mínima de flexión  $\omega_{min}$  se calculará como una viga, tomando como ancho de la franja de hormigón el ancho de los nervios.

### **Verificación de flechas de forjados reticulares**

De acuerdo a lo que hace referencia la norma CBH 87 (pag196) el valor máximo de la flecha vertical en forjados y vigas que no hayan de soportar tabiques ni muros es **l/300**, siendo l la luz del elemento considerado. Para la determinación de esta flecha se considerará únicamente la flecha producida por la actuación simultánea de carga permanente y sobrecarga de uso, ya que no existen cargas de muros ni tabiquerías sobre la losa reticular de cubierta.

Deflexión admisible para forjados:

$$\Delta_{adm} = \frac{l}{300}$$

Deflexión máxima real de losas:

$$\Delta_{adm} > \Delta_{real} \quad \text{Cumple}$$

## 4.2 Alcance del aporte académico

El diseño de la losa reticular, comprende los siguientes puntos:

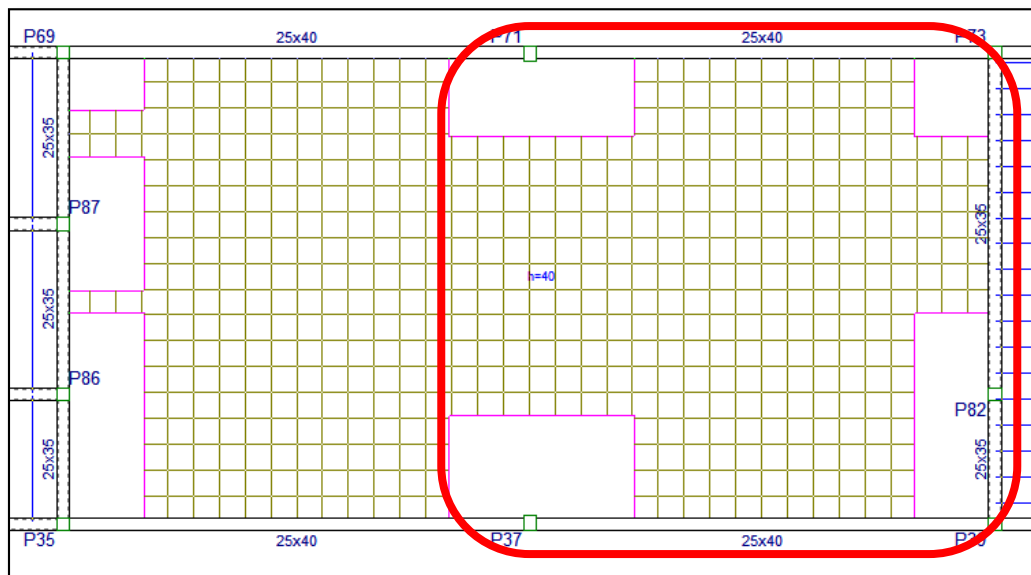
Dimensionamiento de la losa reticular enmarcada en la norma boliviana del hormigón CBH 87.

- Diseño a flexión. Armadura positiva.
- Diseño a flexión. Armadura negativa.
- Diseño a cortante en la sección crítica.
- Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado.
- Comprobación de flechas de forjados reticulares.
- Introducción de ábacos.
- Verificación al punzonamiento.

## 4.3 Cálculo del sistema de losa reticular

La dimensión de la losa reticular a ser diseñada es de 9,10m x 9,00m. y se encuentra entre las columnas P71, P73, P37 y P39.

**Figura N° 4.8 Losa reticular a verificar**



*Fuente: CYPECAD 2017*

## Dimensionamiento de la Losa Reticular

### - Altura de la Losa reticular:

$$L_{\text{promedio}} = \frac{9,10\text{m} + 9,00\text{m}}{2} = 9,05 \text{ m}$$

Según CBH-87:

$$h_{LR} \geq \frac{L}{28} = \frac{9,05 \text{ m}}{28} = 0,323\text{m}$$

De acuerdo a Florentino Regalado:

$$\frac{L}{24} \leq h_{LR} \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{9,05}{24} \leq h_{LR} \leq \frac{9,05}{20} \rightarrow 0,38\text{m} \leq h_{LR} \leq 0,4525\text{m}$$

Según Jiménez Montoya:

$$h_{Lr} \geq \frac{L}{25} = \frac{9,05\text{m}}{25} = 0,362\text{m}$$

Se asume una altura de:

$$h_{LR} = 0,40 \text{ cm}$$

### - Separación entre nervios:

Según CBH-87: Separación máxima entre nervios es de 1m.

De acuerdo a Florentino Regalado: La separación de nervios no debe exceder 1m, ya que el análisis de cálculo se realiza para 1 metro.

Se asume:

$$e = 0,50 \text{ m}$$

### - Base de Nervio:

Según CBH-87:

$$b \geq 7 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad \frac{h}{4} = \frac{40}{4} = 10 \text{ cm}$$

De acuerdo a Florentino Regalado:

$$b \geq 7 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad \frac{h}{4} = \frac{40}{4} = 10 \text{ cm}$$

Se adopta una base de nervio de:

$$b = 10 \text{ cm}$$

- **Espesor de la Losa de compresión:**

CBH-87: 
$$e > 3cm \text{ ó } \frac{L}{10} = \frac{40}{10} = 4cm$$

Florentino Regalado: 
$$e \geq 3cm \text{ ó } \frac{L}{10} = \frac{40}{10} = 4cm$$

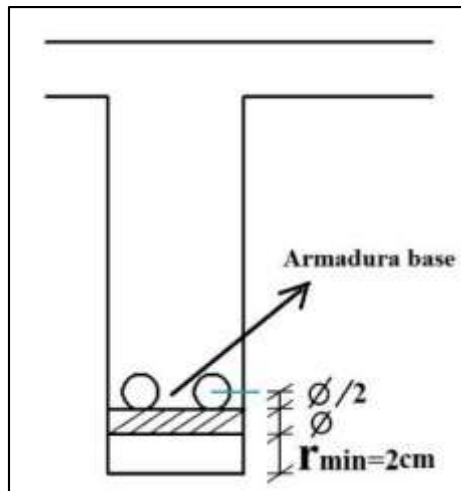
Se adoptará un espesor de: 
$$e = 5cm$$

- **Recubrimiento mecánico:**

$$r_m \leq r_{min} + \phi_{base} + \frac{\phi_{base}}{2}$$

$$r_m \leq 2cm + 1cm + \frac{1cm}{2} = 3,50 cm$$

**Figura N° 4.9 Recubrimiento mecánico en nervios**



**Fuente:** *Elaboración propia*

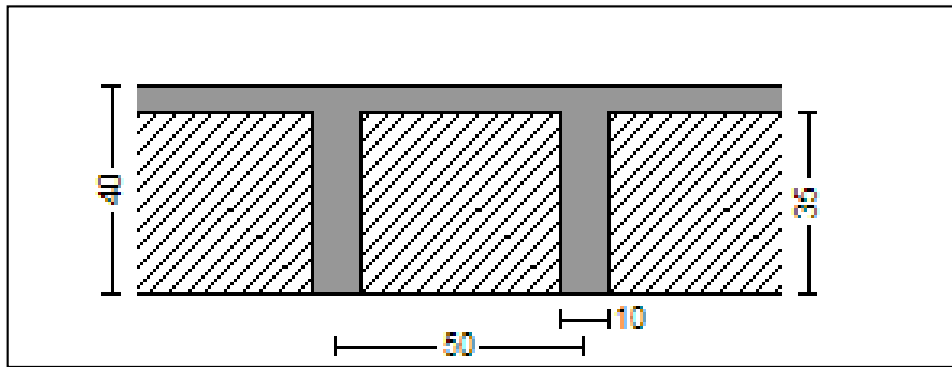
**Datos Geométricos Losa reticular:**

- Espesor de la losa = 40 cm
- Losa de compresión = 5 cm
- Ancho de nervio = 10 cm
- Altura del nervio = 35 cm
- Separación libre entre nervio = 40 cm



- Peso específico del hormigón = 2500 kg/m<sup>3</sup>
- Resistencia característica del hormigón a compresión:  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Límite elástico característico del acero:  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$
- Coeficiente de seguridad del límite elástico del acero  $\gamma_s = 1.15$
- Coeficiente de seguridad de la resistencia del hormigón  $\gamma_c = 1.50$

**Figura N° 4.10 Dimensiones de la Losa reticular empleada en el diseño**

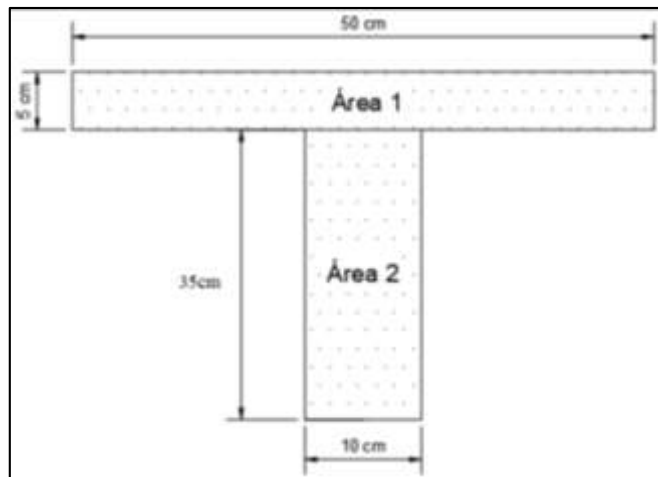


*Fuente: Cypecad 2017*

#### 4.3.1 Diseño a flexión

La obtención de los momentos en cada nervio, se la obtiene del programa CYPECAD 2017, ingresando anchos de faja del mismo ancho que la separación entre ejes de los nervios, que en nuestro caso es de 0,50m.

**Figura N° 4.11 Dimensiones del nervio**



*Fuente: Elaboración Propia*

El ancho eficaz  $b_e$ , de la cabeza de compresión de una viga T, simplemente apoyada sometida a una carga repartida se toma en función del ancho real  $b$ , de las tablas 9.1.2.b o 9.1.2.c de la normativa CBH-87, según se trate de vigas aisladas o múltiples respectivamente.

**Tabla N° 4.2 Valores de cabeza de compresión para Vigas T múltiples continuas**

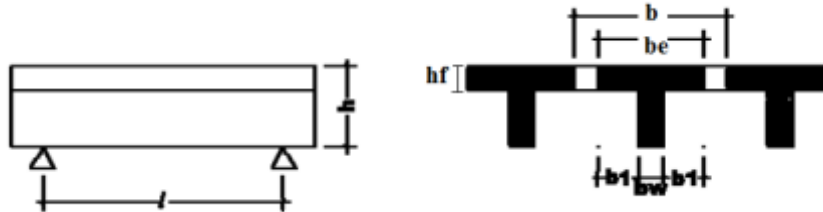


Tabla de valores de $\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$										
Valores de $\frac{h_f}{h}$	Valores de $\frac{l}{b_w}$	Valores de $\frac{2l}{b - b_w}$								
		0	1	2	3	4	6	8	10	> 10
Cabeza de compresión sin rigidez a flexión	—	0	0,19	0,38	0,57	0,71	0,88	0,96	0,98	1
0,1	10	0	0,19	0,38	0,57	0,72	0,89	0,96	1	1
	50	0	0,19	0,39	0,58	0,73	0,89	0,96	1	1
	100	0	0,21	0,42	0,6	0,75	0,89	0,96	1	1
	150	0	0,24	0,45	0,62	0,75	0,9	0,96	1	1
	200	0	0,27	0,48	0,64	0,77	0,9	0,96	1	1
0,15	10	0	0,19	0,39	0,58	0,72	0,89	0,97	1	1
	50	0	0,23	0,44	0,62	0,74	0,9	0,97	1	1
	100	0	0,31	0,53	0,69	0,78	0,91	0,97	1	1
	150	0	0,37	0,61	0,74	0,83	0,92	0,97	1	1
	200	0	0,41	0,66	0,8	0,87	0,93	0,98	1	1
0,2	10	0	0,21	0,42	0,61	0,74	0,9	0,97	1	1
	50	0	0,3	0,54	0,71	0,82	0,92	0,97	1	1
	100	0	0,41	0,66	0,8	0,87	0,94	0,98	1	1
	150	0	0,44	0,71	0,86	0,91	0,96	0,98	1	1
	200	0	0,45	0,74	0,89	0,93	0,97	0,99	1	1
0,3	10	0	0,28	0,5	0,65	0,77	0,91	0,97	1	1
	50	0	0,42	0,69	0,83	0,88	0,93	0,97	1	1
	100	0	0,45	0,74	0,9	0,94	0,96	0,98	1	1
	150	0	0,46	0,76	0,92	0,95	0,97	0,99	1	1
	200	0	0,47	0,77	0,92	0,96	0,98	0,99	1	1

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

$$\frac{h_f}{h} = \frac{5\text{cm}}{40\text{cm}} = 0,125$$

$$\frac{l}{b_w} = \frac{910\text{cm}}{10\text{cm}} = 91$$

$$\frac{2l}{b - b_w} = \frac{2 \times 910\text{cm}}{50 - 10\text{cm}} = 45,5$$

Con estos valores se obtiene de la tabla anterior, que el 100% del ancho de la viga está trabajando.

$$\rightarrow b_e = b$$

### **Pandeo lateral**

Para evitar el pandeo lateral se debe satisfacer las siguientes ecuaciones (según Jimenez Montoya):

$$h_f \geq \frac{1}{8} b_1$$

$$5 \geq \frac{1}{8} \times 20$$

$$5 > 2,5 \quad \text{Cumple}$$

$$bw \geq \frac{1}{8} (h - h_f)$$

$$10 \geq \frac{1}{8} \times (40 - 5)$$

$$10 > 4,38 \quad \text{Cumple}$$

$$l \leq 12 \cdot b$$

$$50 \leq 12 \cdot 50 = 600$$

$$50 \leq 600 \quad \text{Cumple}$$

### **Cuantía mínima positiva en nervios**

Para la cuantía mínima positiva en nervios, se considera como viga rectangular de base igual al ancho del nervio.

$$\text{Cuantía mínima para } f_y = 5000 \frac{kg}{cm^2} \geq 2,8\text{‰}$$

$$A_{s_{\min}} \geq 2,8\text{‰} \cdot b_N \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} \geq 0,0028 \cdot 10 \cdot 40 = 1,12 \text{ cm}^2$$

Equivalente a:

$$2\phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$2\phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2 \geq A_{s_{\min}} = 1,12 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple.}$$

Armadura mínima positiva en cada nervio:

$$\text{Armadura Minima} = 2\phi 10$$

### Momento positivo resistente de la losa reticular

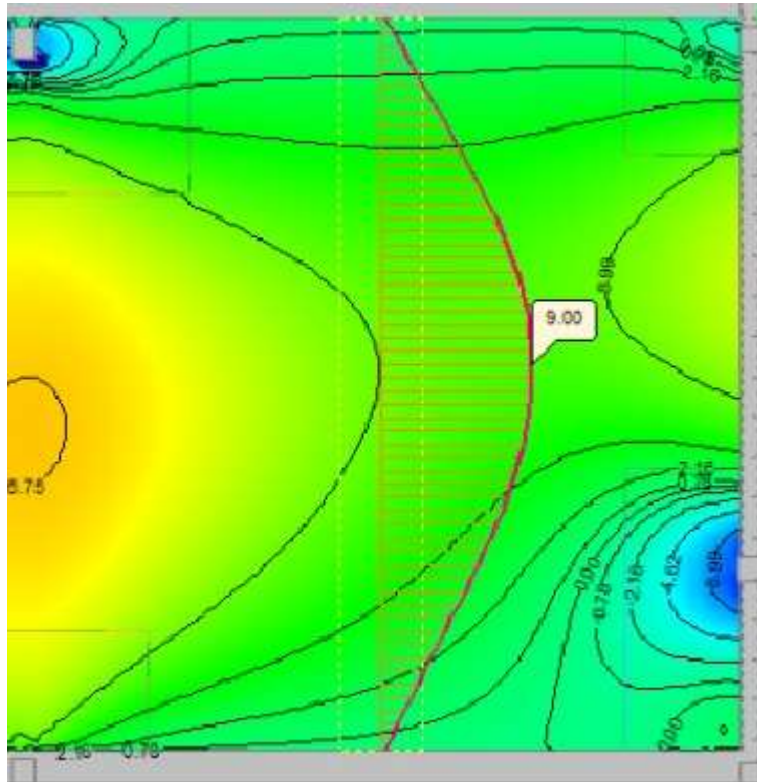
(Según Jimenez Montoya para vigas T)

$$M_o = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_e \cdot h_f \cdot (d - 0.5 \cdot h_f)$$

$$M_o = 0,85 \cdot 166,67 \cdot 50 \cdot 5 \cdot (36,5 - 0,5 \cdot 5) = 1204190,75 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_o = 1204190,75 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

### Momento positivo de diseño, eje “y”



$$M_d = M_{y+} = 9 \text{ ton} \cdot \text{m}/\text{m}$$

$$M_d = M_{y+} = 9 \text{ ton} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \cdot 0,5 \text{ m} = 4,5 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$M_d = M_{y+} = 450000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Verificación:

$$M_d \leq M_o$$

Como  $M_d \leq M_o \rightarrow$  La fibra “y” cae dentro de la carpeta de compresión. La armadura de tracción se calcula como una viga rectangular:

$$\mu d = \frac{Md}{b * d^2 * fcd}$$

$$\mu d = \frac{450000}{50 * 36,5^2 * 166,67} = 0,040$$

$$\omega = 0,0415$$

Armadura inferior

$$As = \omega * b * d * \frac{fcd}{fyd}$$

$$As = 0,0415 * 50 * 36,5 * \frac{166,67}{4347,83} = 2,90 \text{ cm}^2$$

Armadura positiva para el nervio:

2Ø10 (armado minima) = 1,57cm<sup>2</sup>

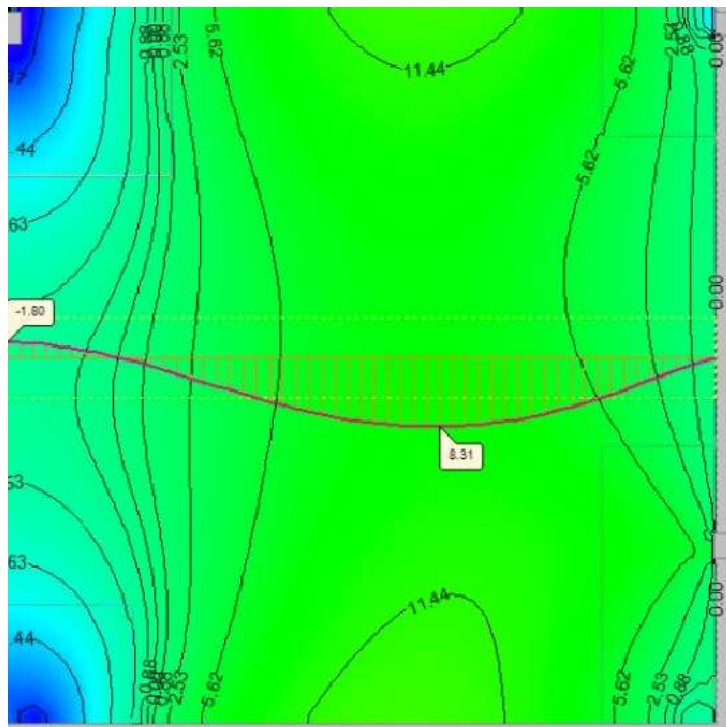
1Ø12 + 1Ø16 = 3,14 cm<sup>2</sup>

**Adoptamos 1Ø12 + 1Ø16**

Elección = **1Ø12 mm+1Ø16 mm**

CYPECAD = **1Ø12 mm+1Ø16 mm**

**Momento positivo de diseño, eje “x”**



$$M_d = M_{x+} = 8.31 \text{ ton. m/m}$$

$$M_d = M_{x+} = 8.31 \text{ ton.} \frac{m}{m} * 0,5m = 4,155 \text{ tn} * m$$

$$M_d = M_{x+} = 415500 \text{ kg} * \text{cm}$$

Verificación:

$$M_d \leq M_o$$

Como  $M_d \leq M_o \rightarrow$  La fibra “y” cae dentro de la carpeta de compresión. La armadura de tracción se calcula como una viga rectangular:

$$\mu d = \frac{Md}{b * d^2 * fcd}$$

$$\mu d = \frac{415500}{50 * 36,5^2 * 166,67} = 0,0374$$

$$\omega = 0,0388$$

Armadura inferior

$$As = \omega * b * d * \frac{fcd}{fyd}$$

$$As = 0,0388 * 50 * 36,5 * \frac{166,67}{4347,83}$$

$$As = 2,71 \text{ cm}^2$$

Armadura positiva para el nervio:

$$2\emptyset 10 \text{ (armado minima)} = 1,57 \text{ cm}^2$$

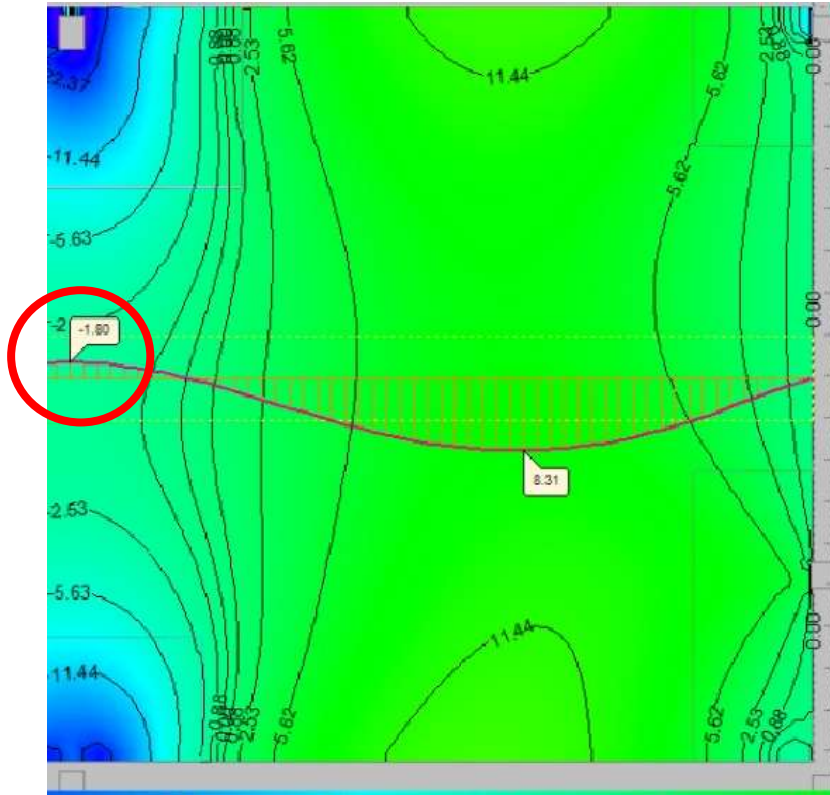
$$1\emptyset 12 + 1\emptyset 16 = 3.14 \text{ cm}^2$$

**Adoptamos 1 $\emptyset$ 12 + 1 $\emptyset$ 16**

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

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

**Momento negativo de diseño, eje “x”**



$$M_d = M_{x-} = 1,80 \text{ ton. m/m}$$

$$M_d = M_{x-} = 1,80 \text{ ton.} \frac{\text{m}}{\text{m}} * 0,5\text{m} = 0.90 \text{ tn} * \text{m}$$

$$M_d = M_{x-} = 90000 \text{ kg} * \text{cm}$$

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

$$\mu d = \frac{90000}{10 * 36,5^2 * 166,67} = 0,0081$$

$$\omega = 0,0082$$

Armadura inferior

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

$$A_s = 0,0082 * 10 * 36,5 * \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 0,144 \text{ cm}^2$$

Armadura negativa para la capa de compresión:

$$1\emptyset 10 = 0,785 \text{ cm}^2$$

**Adoptamos 1 $\emptyset$ 10**

Elección = **1 $\emptyset$ 10 mm**

CYPECAD = **1 $\emptyset$ 10 mm**

Resumen de resultados para los momentos máximos obtenidos

**Tabla N° 4.3 Resultados de la Armadura de la Losa Reticular**

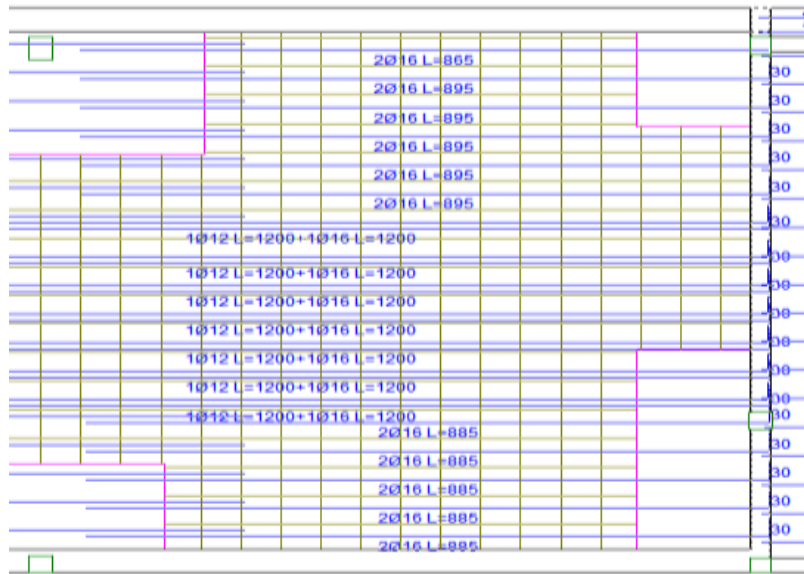
Momentos	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm <sup>2</sup> /m)	$\Phi$ Adoptado	As (cm <sup>2</sup> /m)	$\Phi$ Adoptado	
M <sub>x+</sub>	3,14	1 $\Phi$ 12mm +1 $\Phi$ 16mm	3,14	1 $\Phi$ 12mm +1 $\Phi$ 16mm	0
M <sub>x-</sub>	0,785	1 $\Phi$ 10mm	0,785	1 $\Phi$ 10mm	0
M <sub>y+</sub>	3,14	1 $\Phi$ 12mm +1 $\Phi$ 16mm	3,14	1 $\Phi$ 12mm +1 $\Phi$ 16mm	0

*Fuente: Elaboración Propia*

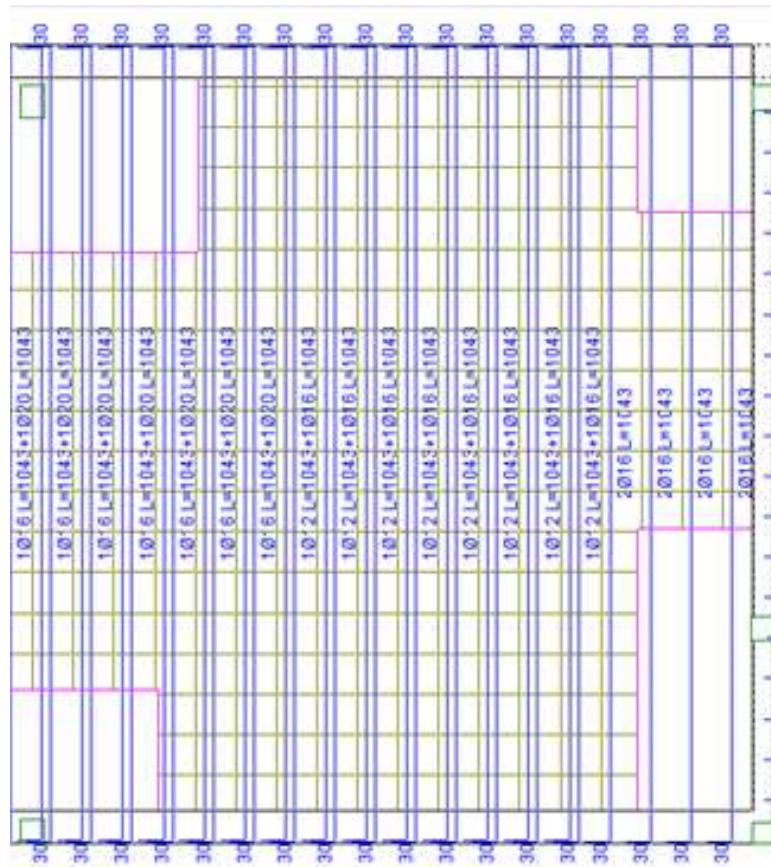
*Nota:* Para la armadura superior se adoptará un armado de 2 barras de  $\emptyset$  10 mm para cada nervio, de manera constructiva a para poder realizar el amarrado correcto de los estribo.



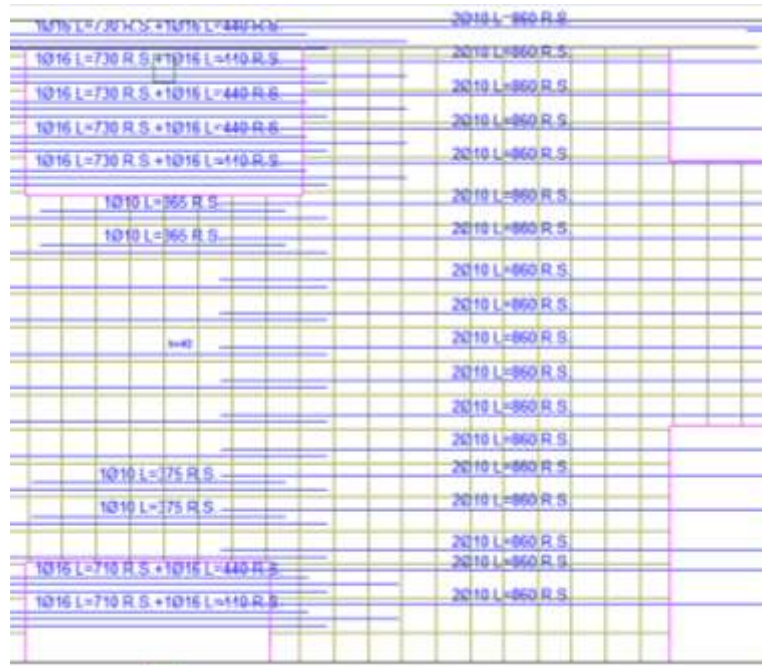
Figura N° 4.12 Grafica de las armaduras calculados en la losa reticular  
**Arm. longitudinal inferior (Mx+)**



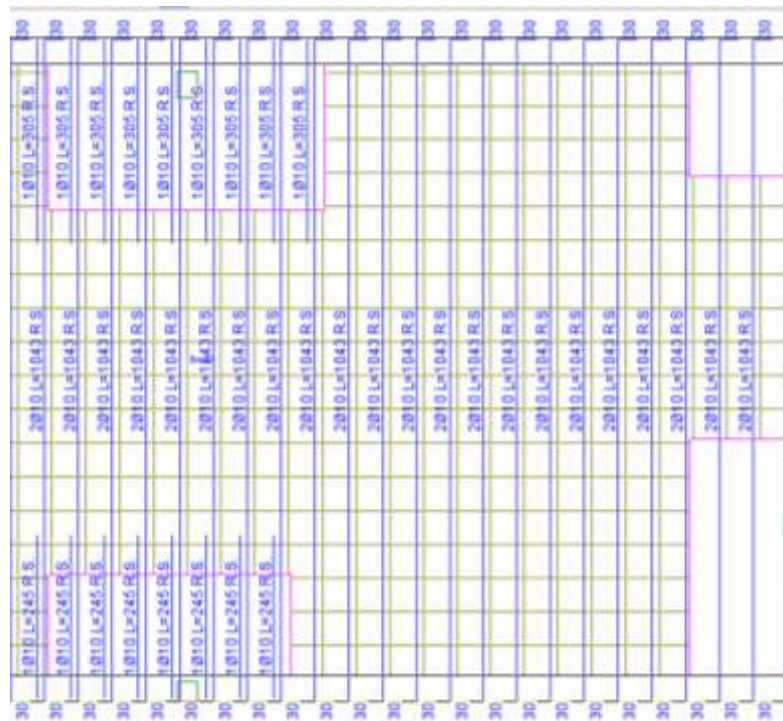
**Arm. longitudinal inferior (My+)**



### Arm. longitudinal superior (Mx+)



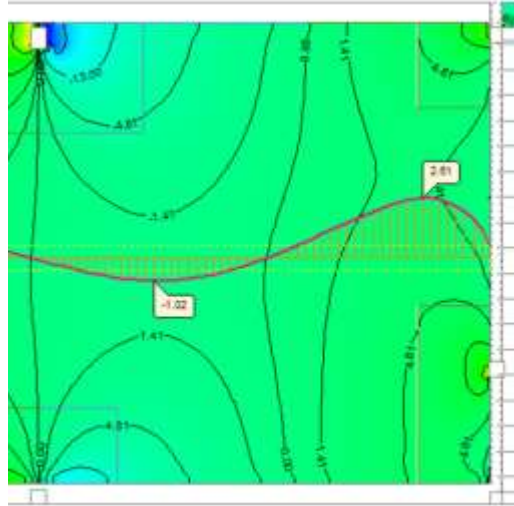
### Arm. longitudinal superior (My+)



Fuente: Elaboración propia

### 4.3.2 Dimensionamiento de nervios a esfuerzo cortante

*En dirección "X" (longitudinal)*



$$V_d = 2.61 \text{ ton/m}$$

$$V_d = 2.61 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 2610 \text{ kg} \cdot 0,5\text{m} = 1305 \text{ kg}$$

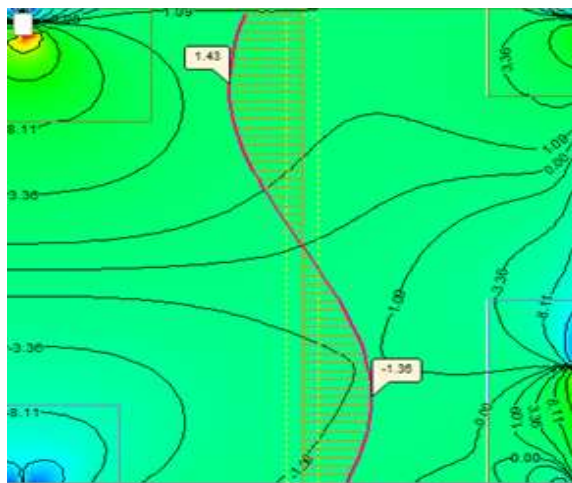
$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot bw \cdot d = 6,45 \cdot 10 \cdot 36,5 = 2354,25 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$1305 \text{ kg} \leq 2354,25 \text{ Cumple}$$

*En dirección "Y" (transversal)*



$$V_d = 1,43 \text{ ton/m}$$

$$V_d = 1,43 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 1430 \text{ kg} * 0,5\text{m} = 715 \text{ kg}$$

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot bw \cdot d = 6,45 \cdot 10 \cdot 36,5 = 2354,25 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$715 \text{ kg} \leq 2354,25 \text{ Cumple}$$

Calculo de armadura cortante mínima:

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

$$n \times Ast \text{ min} \geq 0.02 \times bw \times s \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Despejando la separación, de estas dos ecuaciones se tiene:

$$s \leq \frac{n \times Ast \text{ min} \times f_{yd}}{0.02 \times bw \times f_{cd}}$$

Adoptando estribos de diametro  $\emptyset = 6 \text{ mm}$

Numero de piernas:  $n=2$

$$s \leq \frac{2 \times 0.2383 \times 4200}{0.02 \times 10 \times 166.67} = 71.3 \text{ cm}$$

Máxima separación de estribos según Norma CBH.

$$s \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0,85d \\ 3 bw \end{cases}$$

$$s \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0,85 \times 36,5 \\ 310 \end{cases}$$

Se utilizara:  $\varnothing 6 \text{ c}/30 \text{ cm}$

### 4.3.3 Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado

La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando fisuraciones y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano.

Según la norma CBH-87 en su tabla 8.1.7.3, la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura deben ser al menos igual a 0.0015 para aceros de grado 500.

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

$A_s$  = Armadura de reparto en una dirección ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )

$b_w$  = ancho analizado (cm) = 100cm

$h$  = espesor de la capa de compresión = 5 cm

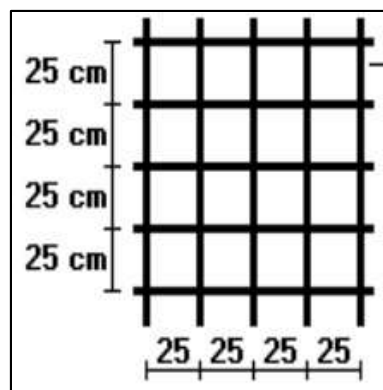
$$A_s = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d = 0,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \varnothing 6} = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$A_{4\varnothing 6} = 4 * 0.283 = 1.132 \text{ cm}^2$$

Por lo que se dispondrá una malla de varillas de  $\frac{1}{4}$ "  $\Phi$  6mm cada 25 cm, en ambas direcciones, o sea que se estaría disponiendo de un área de acero  $A_s = 1.132 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

**Figura N° 4.13 Grafica de las armaduras calculados en la losa reticular**



*Fuente: Elaboración Propia*

#### 4.3.4 Comprobación de Flechas en forjados reticulares

##### Datos Geométricos Losa reticular:

Espesor de la losa = 40 cm

Losa de compresión = 5 cm

Ancho de nervio = 10 cm

Altura del nervio = 35 cm

Separación libre entre nervio = 40 cm

Peso específico del hormigón = 2500 kg/m<sup>3</sup>

Resistencia característica del hormigón a compresión:  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Límite elástico característico del acero:  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$

Recubrimiento mecánico:

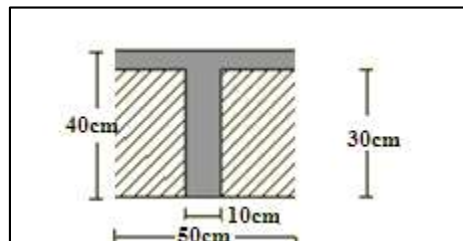
$$r_m \leq r_{min} + \phi_{base} + \frac{\phi_{base}}{2}$$
$$r_m \leq 2cm + 1cm + \frac{1cm}{2} = 3,50 \text{ cm}$$

#### 4.3.5 Deflexión máxima según norma

En la norma CBH-87 en su página 196 dice:

En caso de vigas o forjados que hayan de soportar muros o tabiques; si los muros o tabiques han sido constituidos con mortero de cemento, la flecha máxima admisible es de  $L/500$ .

El valor máximo admisible de la flecha vertical de forjados y vigas que no hayan de soportar tabiques ni muros, es de  $L/300$ .



Para la determinación de esta flecha, se considerará solamente la flecha instantánea producida por la actuación simultánea de la carga permanente y la sobrecarga de uso ambas con sus valores característicos.

### Cálculo de flechas

Centro de gravedad de la sección sin fisurar:

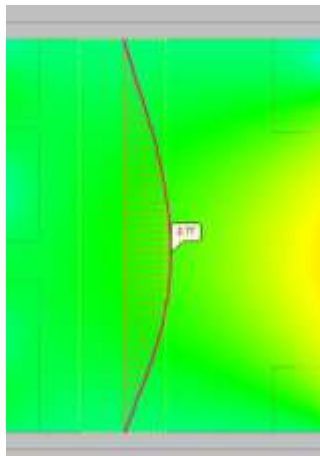
$$y_{cg} = \frac{50 * 5(37,5) + 10 * 35 \left(\frac{35}{2}\right)}{50 * 5 + 10 * 35} = 25,83 \text{ cm}$$

Momento de inercia sin fisurar:

$$I_g = \frac{50 * 5^3}{12} + 50 * 5(11,67)^2 + \frac{10 * 35^3}{12} + 10 * 35(8,33)^2$$

$$I_g = 94583,3 \text{ cm}^4$$

Momento flector máximo con cargas en servicio:



$$M_d = M_{y+} = 5,30 \text{ ton. m/m}$$

$$M_d = M_{y+} = 5,30 \text{ ton.} \frac{\text{m}}{\text{m}} * 0,5 \text{ m} = 2,65 \text{ tn} * \text{ m}$$

$$M = M_{y+} = 265000 \text{ kg} * \text{ cm}$$

Momento de fisuración del hormigón:

$$M_{cr} = 0,21(f_{ck})^{2/3} * \frac{I_g}{y_t}$$

$$M_{cr} = 0,21(250)^{2/3} * \frac{94583,3cm^4}{25,83cm}$$

$$M_{cr} = 30516,59 \text{ kg*cm}$$

$M_{cr} < M$  la seccion esta fisurada

Relación modular:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{333000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$n = 6,31$$

Profundidad del eje neutro de la sección fisurada homogeneizada:

$$A_s = 2\emptyset 10 \text{ mm} + 1 \emptyset 16 = 3,58 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2}(x)^2 + n * A_s * x - n * A_s * d = 0$$

$$\frac{50}{2}(x)^2 + 6,31 * 2,36 * x - 6,31 * 3,58 * 36,5 = 0$$

$$x_1 = 5,45\text{cm}$$

$$x_2 = -6,05\text{cm}$$

Momento de inercia de la sección fisurada homogeneizada:

$$Z = d - x/2$$

$$Z = 36,5 - 5,45/2 = 33,77\text{cm}$$

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c} * A_s * z * (d - x)$$

$$I_{cr} = 6,31 * 3,58 * 33,77 * (36,5 - 5,45)$$

$$I_{cr} = 23686,73 \text{ cm}^4$$



Momento de inercia efectivo:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right) * I_{cr}$$
$$I_e = \left(\frac{30516,59}{265000}\right)^3 * 94583,3 + \left(1 - \left(\frac{30516,59}{265000}\right)^3\right) * 23686,73$$
$$I_e = 23795 \text{ cm}^4$$

Deflexión de la losa:

Como la losa no tiene continuidad, se la considera como elemento simplemente apoyado.

$$\delta = \frac{5 * q_y * l^4}{384 * E_c * I_e}$$

Determinación del porcentaje de carga distribuida absorbido por los nervios de la losa en sentido del eje Y:

$$M_y = \frac{q_y * l^2}{8}$$
$$\Rightarrow q_y = \frac{M_y * 8}{l^2}$$
$$q_y = \frac{265000 \text{ kg} * \text{cm} * 8}{(910 \text{ cm})^2}$$
$$q_y = 2,56 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = \frac{256 \text{ kg}}{\text{m}}$$
$$\delta = \frac{5 * 2,56 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} * (910 \text{ cm})^4}{384 * 333000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 23795 \text{ cm}^4}$$
$$\delta = 2,88 \text{ cm}$$

Flecha admisible:

Como se trata de una losa de cubierta, no tendrá muros sobre ella, por lo tanto, la flecha admisible es:

$$\Delta_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{910 \text{ cm}}{300} = 3,03 \text{ cm}$$

Deflexión máxima real de la losa: 2,88 cm

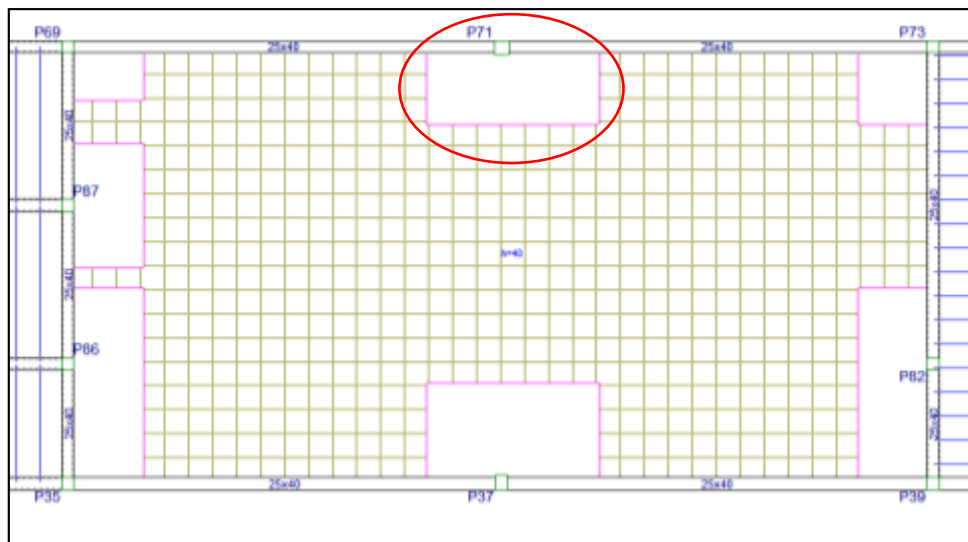
$$\delta = 2,88 \text{ cm} < \Delta_{adm} = 3,03 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

#### 4.3.6 Verificación a punzonamiento del ábaco

De acuerdo a lo establecido en la Norma Boliviana CBH-87, se indica que la existencia de ábacos es opcional en las placas macizas y obligatorias en las aligeradas.

Se analizará el ábaco que corresponde a la columna P-71, correspondiente a una columna de medianería.

**Figura N° 4.14 Ábaco a ser comprobado por punzonamiento**



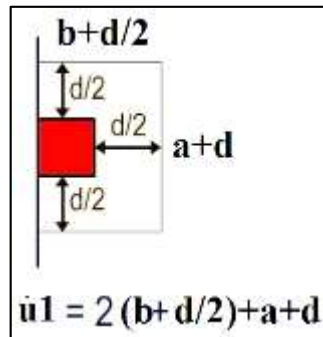
*Fuente: Elaboración propia.*

Datos:

- $a = 30 \text{ cm}$  Lado de la columna X
- $b = 40 \text{ cm}$  Lado de la columna Y
- $h = 40 \text{ cm}$  Altura del ábaco
- $r_{mec} = 3,5 \text{ cm}$
- $d = 36,5 \text{ cm}$

$P_{zd} = 99930 \text{ kg}$  (Cargas de la losa que concurren a la columna)

**Figura N° 4.15 Perímetro crítico en columna de borde**



*Fuente: elaboración propia*

Perímetro crítico soportes de borde:

$$\mu_1 = 2 \left( b + \frac{d}{2} \right) + (a + d)$$

$$\mu_1 = 2 * \left( 40 + \frac{36,5}{2} \right) + 30 + 36,5 = 183 \text{ cm}$$

área crítica:

$$A_c = \mu_1 * d$$

$$A_c = 183 * 36,5 = 6679,5 \text{ cm}^2$$

La norma recomienda que el hormigón absorba todo el punzonamiento.

Resistencia tangencial del hormigón, o resistencia virtual del hormigón al esfuerzo cortante, está dada por la siguiente ecuación:

$$f_{cv} = 0,131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{cv} = 0,131 * \sqrt[3]{25^2 \text{ Mpa}} = 1,12 \text{ Mpa}$$

$$f_{cv} = 11,42 \text{ kg/cm}^2$$

Se tomará como resistencia virtual de cálculo del hormigón, a esfuerzo cortante, el valor de  $2 * f_{cv}$ .

Carga admisible:

$$P_{adm} = 2 * f_{cv} * A_c$$

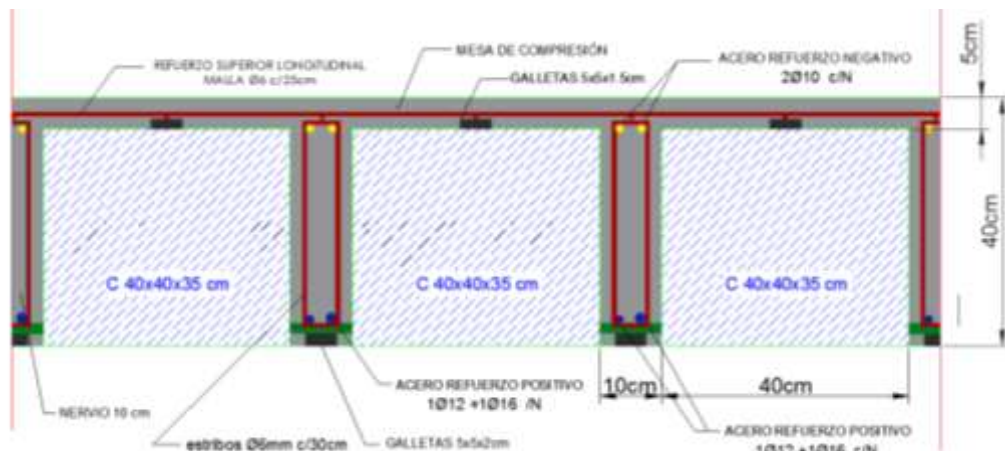
$$P_{adm} = 2 * 11,42 * 6679,5 = 152559.78 \text{ kg}$$

$$P_{zd} < P_{adm}$$

$$99930 < 152559.78 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

No será necesario disponer armadura de punzonamiento en el ábaco.

**Figura N° 4.16 Armado de Losa Reticular H=40 cm**



*Fuente: Elaboración propia*

#### **4.4. Comparación de presupuesto económico entre losa reticular y losa alivianada**

##### **4.4.1. Análisis comparativo técnico**

##### **Losas reticulares con casetones de poliestireno expandido.**

Este tipo de losa se emplea hoy en la actualidad porque lo que se busca es aligerar al máximo el peso de las losas al mismo tiempo que se persigue dotarla de un mejor aislamiento térmico, y buscando simultáneamente una manipulación mas ligera y cómoda de las piezas de losa aligeramientos, a continuación, se dará un listado de sus características técnicas más relevantes.

- Fácilmente se puede alcanzar luces de hasta 9 metros con las características geométricas que se ha usado en el diseño, no teniendo así problemas de soportar

Sobrecargas ni deflexiones excesivas, logrando así que se tenga ambientes más libres y distribuciones de tabiquería puedan cambiarse a voluntad sin temor a roturas en los aligeramientos.

- El casetón de poliestireno expandido, es el aligerante del sistema el cual además sirve como cimbra para las nervaduras de la losa.
- Una de las desventajas relevantes de este tipo de losa es que necesita un 80% más en madera que las losas con viguetas, dando lugar así a mayor cantidad de mano de obra.
- Los forjados reticulares requieren más atención y su cálculo es más complejo que los basados en vigas y viguetas, debido a que de las losas con viguetas solo necesitan saber la longitud de tu vigueta y la sobrecarga en el momento de hacer la compra.
- Las estructuras con forjados reticulares exigen un mejor estudio en los proyectos de las instalaciones verticales, dado que los huecos no previstos no se abren tan fácilmente como rompiendo una bovedilla.
- De acuerdo a nuestro diseño se obtuvo un peso de:

Peso de losa con viguetas(h=25cm): 230 kg/m<sup>2</sup>

Peso de la losa reticular(h=40cm): 440 kg/m<sup>2</sup>

### **Losa unidireccional de viguetas pretensadas con complementos de poliestireno expandido.**

Este tipo de losa hoy en día se la está empleando muchísimo por su facilidad constructiva que nos brinda en el momento de realizar el forjado en la estructura. Algunas de sus características relevantes son:

- En comparación con la losa reticular se necesita muchísimo menos cantidad de acero, es decir la diferencia de acero es de 80 % menos.
- Este tipo de losa es mucho más liviana que la losa reticular.

- En este tipo de losa se elimina el entablonado, solo se usa solera y puntales, logrando así una menor cantidad de tiempo en el momento de ejecución de la obra.
- El tiempo que se necesita al realizar este tipo de losa es inferior en un 25% del tiempo que se necesita para realizar la losa reticular en lo que se comprende mano de obra.
- La reducción de concreto por metro cuadrado de esta losa es muchísimo menor, es decir un 60% de diferencia en comparación de los forjados reticulares.
- Una de las desventajas de este tipo de losa es que no se tiene ambientes libres, es decir que como normal lo máximo que se puede abarcar en separaciones de columnas de hasta 6 metros, que arquitectónicamente no es muy apreciable
- Otra de las desventajas de este tipo de losa es que, si o si se la debe emplear en estructuras aporticadas y no en estructuras planas.

#### 4.4.2. Análisis comparativo económico

Del análisis de precios unitarios se extraen los siguientes precios:

- Losa de viguetas pretensadas: 370,67 Bs/m<sup>2</sup>
- Losa reticular: 479,56 Bs/m<sup>2</sup>

En el proyecto se tiene 3400 m<sup>2</sup> de losa de viguetas, en la siguiente tabla se muestra la diferencia en costos del total de losa si en vez de realizarse con viguetas, se la construye con losa reticular.

**Tabla N° 4.4 Comparación de presupuesto económico para las alternativas del entepiso**

<b>PRESUPUESTO ECONÓMICO</b>	
<b>Losa alivianada</b>	<b>Losa Reticular</b>
<b>1.260.278 Bs</b>	<b>1.630.504 Bs</b>

*Fuente: Elaboración Propia*

La diferencia de presupuesto económico entre losa alivianada y losa reticular es de 370.226 Bs solo en losas, de aquí se obtiene que la losa reticular nos saldría un 29% más caro que realizar todas las losas con viguetas pretensadas.

Es evidente que el precio de la estructura idealizada con losa alivianada con vigueta es mucha más económica que la losa reticular se tiene más número de pilares, zapatas vigas y losas. Todo esto es debido a que el diseño de la losa alivianada es mucho más Liviano en comparación al otro diseño, a lo cual las solicitaciones son menores dado lugar así a las dimensiones y sobre todo a cuantías mucho menores en los elementos estructurales.

## CONCLUSIONES

Realizado el diseño estructural del “Colegio Técnico Humanístico Santa Fe” a construir en la ciudad de Tarija se generan las siguientes conclusiones:

- Se cumplieron los objetivos generales y específicos contemplados en la propuesta del “Colegio Técnico Humanístico Santa Fe”, cabe mencionar que al realizar el presente proyecto se comprendió lo complejo que puede llegar a ser la toma de decisiones, ya que se debe basar en lo económico y la eficiencia; para lo cual se debe analizar y optimizar la estructura de la mejor forma posible dentro del campo de la ingeniería.
- Se realizó la verificación el estudio de suelos, tomando un valor de la capacidad portante de  $3.4 \text{ kg/cm}^2$ , fundando a una profundidad de 1.5 metros.
- El diseño estructural con el programa CYPECAD 2017 proporcionó valores de armadura similares a los del cálculo manual, en algunos casos hubo una pequeña diferencia en las cuantías de armaduras.
- Para el diseño de vigas de hormigón armado se verifico que esté trabajando en el dominio de deformación 3, para aprovechar al máximo los dos materiales (acero estructural y hormigón). Las vigas más solicitadas fueron verificadas en estado de servicio, tanto en fisuración así como en deformación, cumpliendo con las limitaciones establecidas en la normativa.
- Los entresijos y la cubierta están compuestos por losas alivianadas de viguetas pretensadas, y el salón de actos fue diseñadas con losas reticulares debido a las grandes luces.
- El objetivo principal del aporte académico es demostrar el diseño estructural de una losa reticular, estas son aplicables para losas de grandes luces ya que una de sus características es que pueden tener grandes separaciones entre pilares.



- De las alternativas de diseño entre losa alivianada y losa reticular se pudo apreciar que la diferencia de costo fue de un 29% dando este una cantidad de 370.226 bs para un área de losa de 161.98 m<sup>2</sup> siendo la alternativa con precio más elevado la losa reticular debido a la complejidad de su construcción y por su armado bidireccional
- El costo estimado del proyecto es de 6.806.816,12 Bs donde el costo por metro cuadrado en dólares es 493,44 \$/m<sup>2</sup>. Incluye las dos plantas, sin considerar instalaciones de servicio (agua, electricidad, sanitario, pluvial).
- La ejecución física del proyecto llevará un tiempo estimado de 514 días calendario de acuerdo al cronograma realizado.

## RECOMENDACIONES

Se hacen las siguientes recomendaciones:

- Dentro del estudio de suelos se verificó que los estratos tenían muy poca variación, pero si en caso hubiera tenido diferentes estratos, es conveniente realizar más estudios de suelos en diferentes puntos del terreno para evaluar la capacidad portante del mismo y considerar el valor más crítico de acuerdo a los resultados obtenidos.
- La introducción correcta de datos en cualquier programa que se esté utilizando es muy importante, por lo que se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender lo que pide el paquete computarizado.
- Para obtener resultados similares de cuantías de acero, es importante que los datos introducidos al programa sean calculados o extraídos de la normativa que se esté utilizando.
- Se aconseja que cuando se utilice un software estructural como CYPECAD debe realizarse una revisión minuciosa de las armaduras de todos los elementos estructurales, modificando si es necesario las mismas para obtener una armadura más económica, pero respetando las cuantías mínimas y máximas que indica la Norma y la cuantía necesaria para resistir los esfuerzos más críticos.
- Toda la ejecución del proyecto debe seguir la normativa, especificaciones técnicas, control de calidad, equipos adecuados y todo lo necesario para el buen desarrollo del proyecto.
- 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 de Hormigón CBH-87.
- Las cargas a considerar en el diseño son un factor muy importante en el cálculo, se tiene que realizar un análisis exhaustivo de las cargas que se introducirán en el software, dado que una mala introducción de las cargas en el diseño puede llevar a problemas muy serios en la estructura más adelante, las cargas a

Considerar tienen que ser las que más se asemejen a la realidad basándose en las normativas y recomendaciones propuestas.

- Es necesario uniformizar las secciones de vigas, columnas procurando que no sean muy diferentes sin descuidar la seguridad, con el fin de facilitar la construcción.