

# **CAPÍTULO I**

## **1. ANTECEDENTES**

### **1.1. Introducción**

El edificio de la Fiscalía de distrito ubicado en la ciudad de Tarija, capital del departamento de Tarija, cuenta con una infraestructura regular, la misma que se encuentra arrendada; Con el respaldo de una prospección a los ambientes existentes, se evidencia que la actual infraestructura, donde funciona la Fiscalía de Distrito se encuentra en un inmueble alquilado y adaptado o reacondicionado para que funcione esta institución de una manera inapropiada, donde no existe los servicios básicos adecuados para su personal, como para los visitantes que acuden todos los días a realizar trámites de índole legal.

### **1.2. Problema**

En los últimos años el edificio de la Fiscalía de Distrito ubicado en la ciudad de Tarija, capital del departamento de Tarija, cuenta con una infraestructura regular, la misma que se encuentra arrendada; Esto implica Ambientes de los fiscales muy pequeños, secretarías no funcionales, ambientes administrativos inexistentes al igual que la del instituto de investigaciones forenses (I.D.I.F.). Provocando así, el desorden dentro de la infraestructura por la poca capacidad de áreas y la alta concentración de actividades, lo cual hace esto necesario un reordenamiento y reubicación de oficinas que cubran las demandas y necesidades propias de la ciudad de Tarija, que ante la inexistencia de una infraestructura propia se hace muy necesario la construcción de la Casa Fiscal para el tema del ministerio público y todas sus actividades inherentes a su competencia.

#### **1.2.1. Planteamiento**

La fiscalía de la ciudad de Tarija, no cuenta con una infraestructura adecuada para que la fiscalía de distrito, tenga un mejor servicio y responda a las necesidades de los ciudadanos, debido a la falta de infraestructura.

De seguir en las mismas condiciones con la infraestructura que se cuenta se podrá presenciar la mala atención e incomodidad hacia la población de la ciudad de Tarija.

Por lo tanto, es necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Derivar una parte de la población hacia otras fiscalías de distrito.
- Alquilar nuevos ambientes que satisfagan las necesidades actuales.
- Existe el terreno y realizando el análisis de diseño estructural, se construiría una nueva infraestructura.

### 1.2.2. Formulación

Con la construcción de una nueva infraestructura se puede solucionar las condiciones que demanda la población para mejor funcionamiento de la institución; en base al análisis planteado en la propuesta, esta alternativa solucionara el problema; con la construcción de la casa fiscal de la ciudad de Tarija.

Se plantea tres alternativas para el diseño estructural de la casa fiscal de la ciudad de Tarija.

#### ➤ Primera alternativa:

**Estructura de Cubierta:** Losa alivianada de H° A° con viguetas pretensadas

**Estructura de Entrepisos:** Losa maciza de H° A° con viguetas pretensadas.

**Estructura de Edificación:** Pórticos de H° A° conformado por vigas y columnas

**Estructura de Cimientos:** Zapatas continuas de H° A°

#### ➤ Segunda alternativa:

**Estructura de Cubierta:** Losa alivianada de H° A° con viguetas pretensadas

**Estructura de Entrepisos:** Losa casetonada de H° A° con viguetas pretensadas.

**Estructura de Edificación:** Pórticos de H° A° conformado por vigas y columnas

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

➤ Tercera alternativa:

**Estructura de Cubierta:** Losa alivianada de H° A° con viguetas pretensadas

**Estructura de Entrepisos:** Losa alivianada de H° A° con viguetas pretensadas.

**Estructura de Edificación:** Pórticos de H° A° conformado por vigas y columnas

**Estructura de Cimientos:** Zapatas aisladas de H° A°

### 1.2.3. Sistematización

La alternativa definida para el análisis, diseño y cálculo estructural de la “CASA FISCAL DE LA CIUDAD DE TARIJA”, se elige la más apropiada técnica (Alternativas estructurales) y económica.

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

➤ Tercera alternativa:

**Estructura de Cubierta:** Losa alivianada de H° A° con viguetas pretensadas

**Estructura de Entrepisos:** Losa alivianada de H° A° con viguetas pretensadas

**Estructura de Edificación:** Pórticos de H° A° conformado por vigas y columnas

**Estructura de Cimientos:** Zapatas aisladas de H° A°

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. General**

Realizar el análisis, diseño y cálculo Estructural de la Casa Fiscal en la Ciudad de Tarija, Provincia Cercado del Departamento de Tarija, para la obtención de planos estructurales, como también la verificación de todos los elementos estructurales de acuerdo a la Norma Boliviana CBH 87 y la estimación del costo y tiempo de ejecución de la edificación.

#### **1.3.2. Específicos**

- Verificar el cálculo del levantamiento topográfico para validar la información proporcionada por la gobernación de Tarija.
- Realizar el estudio del suelo para poder determinar y validar el esfuerzo admisible del suelo a través del número de golpes obtenido en el ensayo de penetración estándar SPT y la clasificación del suelo obtenida en laboratorio.
- Elaborar el planteamiento o esquema estructural en base a los planos arquitectónicos, planos de cortes y planos de detalles de la infraestructura.
- Realizar el cálculo estructural de todos los elementos estructurales de la Casa Fiscal.
- Verificación de los elementos más solicitados mediante una herramienta de cálculo como ser el software Cypecad 2018.
- Realizar el presupuesto referencial de la estructura de sustentación diseñada (cálculos métricos, análisis de precios unitarios y cronograma de ejecución).
- Elaboración de los planos estructurales de toda la edificación.

### **1.4. Justificación**

#### **1.4.1. Académica**

Poner en práctica lo que se aprendió y los conocimientos obtenidos en el diseño de una estructura. Además, plantear soluciones a los distintos problemas que se presenten en el cálculo estructural basándose en el principio de ingeniería que son el análisis, cálculo y verificación, en las materias como Hormigón armado I y II, Análisis estructural I y II, Tecnología del hormigón, Fundaciones, etc.

#### **1.4.2. Técnica**

El lugar donde será la construcción del Casa Fiscal cumple con los requisitos técnicos de la topografía.

Se diseñará los elementos estructurales de hormigón armado en base a softwares de diseño como el CYPECAD 2018, basándose en la norma boliviana CBH-87.

#### **1.4.3. Social**

Sera un beneficio para la Ciudad de Tarija por que al concluir con los planos y cálculos establecidos por el estudiante se entregara una copia a la gobernación de la ciudad de Tarija para que ellos puedan revisarla y poderlo emplazar la obra con los datos otorgados por el estudiante.

#### **1.4.4. Ambiental**

Para la construcción de la infraestructura el material como grava, arena, piedra será obtenida de la chancadora de la Gobernación de Tarija, y no serán explotadas de áreas protegidas, el proyecto donde será emplazado no tendrá contaminación de su entorno, no se necesitará habilitar camino ni talar árboles para el mismo ya que la obra se encuentra dentro de la ciudad de Tarija.

#### **1.5. Alcance del proyecto**

El proyecto contempla el diseño estructural de la Casa Fiscal para la Ciudad de Tarija, se analizará previamente la información del estudio de suelos y el plano topográfico obtenida por el estudiante, y en base a estos documentos se elaborará el planteamiento estructural y posterior diseño de todos los elementos pertenecientes a la estructura como ser: Fundaciones, columnas, vigas, escaleras de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup>, losas alivianadas y el análisis de losas alivianadas con esferas o discos de plástico reciclado como aporte académico.

En el diseño estructural se plasmará el siguiente contenido: memoria de cálculo, planos estructurales, especificaciones técnicas, presupuesto, volúmenes de obra y tiempo de ejecución física del proyecto.

### **1.5.1. Restricciones**

No se realiza el diseño de las instalaciones de los servicios básico como ser: Las instalaciones eléctricas, instalaciones de agua potable, instalaciones de gas, instalaciones sanitarias y desagüe pluvial, debido a que el proyecto se centra solo en el análisis, diseño y cálculo estructural de la obra gruesa.

### **1.5.2. Aporte académico**

El proyecto de Ingeniería Civil, tiene como aporte académico dar al Ingeniero Civil y constructor, una recopilación bibliográfica para la aplicación de las losas (Bubble Deck), esperando que este trabajo sea de utilidad para los estudiantes de Ingeniería Civil y carreras afines.

## **1.6. Ubicación del emplazamiento**

La infraestructura de la casa fiscal se emplazará en el barrio Lourdes de la Ciudad de Tarija con las siguientes coordenadas:

Punto 1: 21 ° 30 '50.58" Latitud Sud - 64° 43 '36.17" Latitud Oeste

Punto 2: 21 ° 30 '50.82" Latitud Sud - 64° 43 '35.40" Latitud Oeste

Punto 3: 21 ° 30 '51.41" Latitud Sud - 64° 43 '36.58" Latitud Oeste

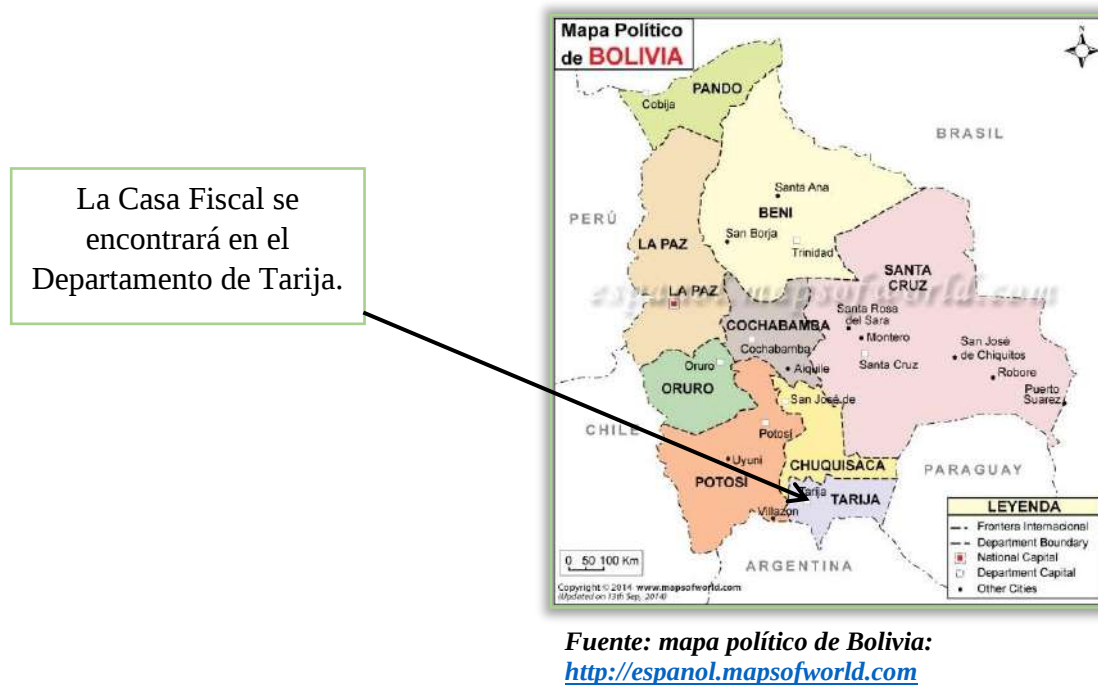
Punto 4: 21 ° 30 '51.60" Latitud Sud - 64° 43 '35.84" Latitud Oeste

En la Provincia Cercado del Departamento de Tarija.

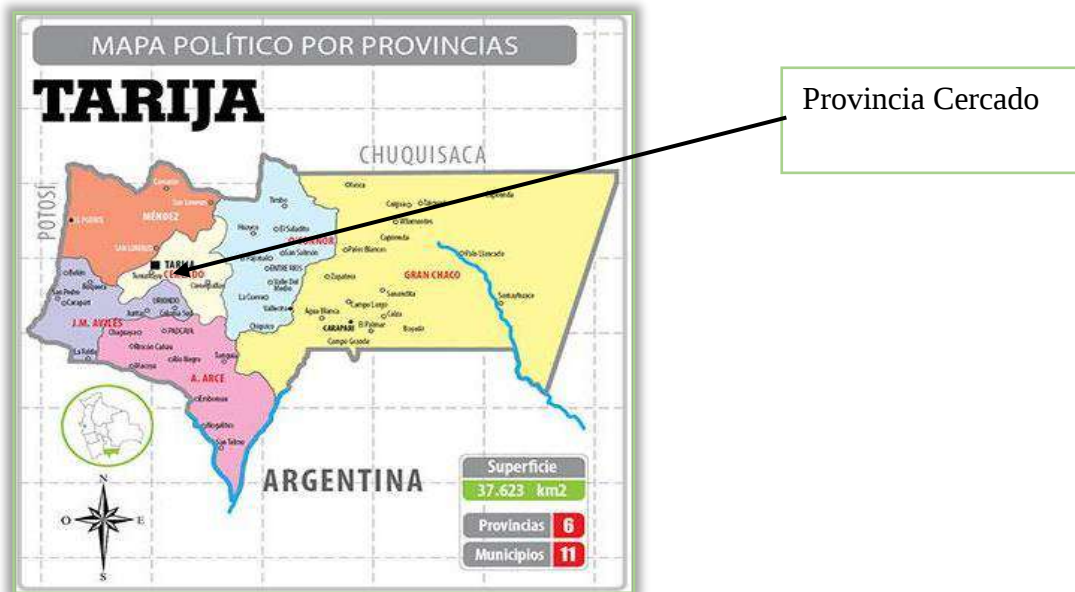
### **Colindantes del área de construcción de la Casa Fiscal**

Esta obra tendrá como colindantes: al Norte colinda con la EPI de Lourdes, al Este colinda con la calle General Trigo, al Sur colinda con el Pasaje 2 Santa María y al Oeste con la el Pasaje 1 Santa María.

**Figura 1.1: Ubicación política del proyecto a nivel nacional**



**Figura 1.2: Ubicación política del proyecto a nivel departamental**



**Figura 1.3: Ubicación general del proyecto**



*Fuente: imagen satelital Google Earth 2024*

#### **1.6.1. Información socio económica, para la ejecución de la edificación**

El Barrio Lourdes cuenta con los servicios públicos de agua potable y alcantarillado sanitario administrado por COSSALT LTDA. (Cooperativa de servicio de Agua y Alcantarillado de Tarija), cuenta con energía eléctrica administrada y controlada por la empresa SETAR (Servicios Eléctricos de Tarija), también cuenta con gas domiciliario administrado por EMTAGAS (Empresa Tarijeña del Gas). El ingreso es a través de una calle asfaltada y el acceso al terreno de emplazamiento es a través de una vía urbana.

## **CAPÍTULO II**

### **2. MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. Generalidades**

El logro del objetivo general del proyecto requiere tener los fundamentos básicos en que se basará la metodología de cálculo y diseño de los elementos estructurales, y la caracterización de los materiales que se habrán de utilizar en los diferentes elementos que componen la estructura, de forma que en el presente capítulo se definen tales aspectos utilizados en el proyecto.

#### **2.2. Levantamiento Topográfico**

Un levantamiento topográfico consiste en hacer una descripción de un terreno en concreto. Mediante el levantamiento topográfico, un topógrafo 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 que se encuentran en el lugar donde se efectúan el levantamiento.

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

#### **2.3. Estudio de suelos**

El suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta junto con el líquido y gas ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas.

### 2.3.1. Granulometría

Granulometría es la determinación de los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla que se encuentra en cierta masa de suelo. Mediante el uso de un juego de tamices.

#### Análisis del tamaño de las partículas

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo. Originalmente, el suelo se divide en tres o cuatro fracciones debido a lo complejo de los procedimientos disponibles de separación por tamaños. Posteriormente, con el advenimiento de la técnica del cribado, fue posible efectuar el trazo de curvas granulométricas, contando con agrupaciones de las partículas del suelo en mayor número de tamaños diferentes. Actualmente se puede ampliar notablemente las curvas en los tamaños finos, gracias a la aplicación de técnicas de análisis de suspensiones. Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según su tamaño, son las siguientes:

**Tabla 2.1: Tamaño de las partículas**

| NOMBRE DE LA ORGANIZACIÓN                                         | TAMAÑO DE PARTÍCULAS en mm |              |                                     |         |
|-------------------------------------------------------------------|----------------------------|--------------|-------------------------------------|---------|
|                                                                   | Grava                      | Arena        | Limo                                | Arcilla |
| Massachusetts Institute of Technology (MIT)                       | >2                         | 2 a 0.06     | 0.06 a 0.002                        | < 0.002 |
| U.S. Department of Agriculture (USDA)                             | >2                         | 2 a 0.05     | 0.05 a 0.002                        | < 0.003 |
| American Association of State Highway and Transportation (AASHTO) | 76.2 a 2                   | 2 a 0.075    | 0.075 a 0.002                       | < 0.004 |
| Unified Soil Classification System (US)                           | 75 a 4.75                  | 4.75 a 0.075 | Finos (limos y arcillas)<br>< 0.075 |         |

*Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica – “Braja M. Das” Pág. 03*

#### Tamaño patrón de los tamices

**Tabla 2.2: Serie de tamices A.S.T.M.**

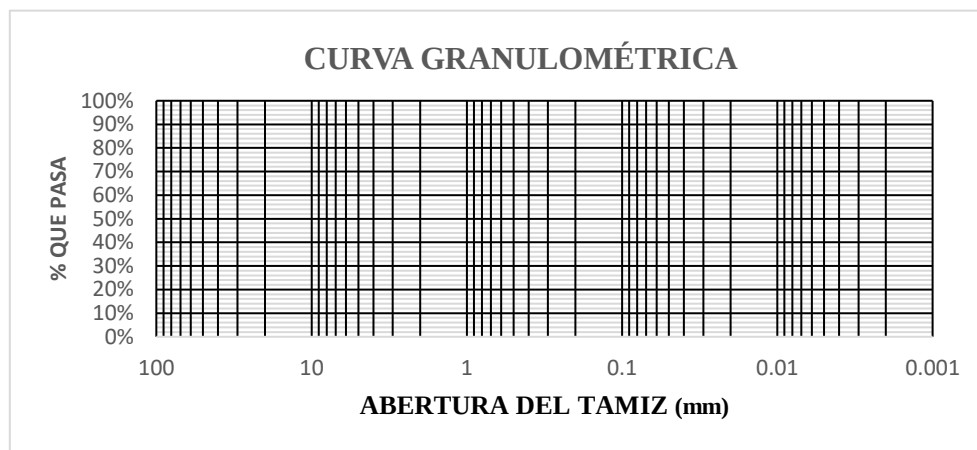
| TAMIZ       | 3"    | 2"    | 1 1/2" | 1"    | 3/4"  | 1/2"  | 3/8" | Nº4  | Nº10 | Nº40  | Nº200 |
|-------------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|------|------|------|-------|-------|
| $\phi$ (mm) | 75.00 | 50.00 | 37.50  | 25.00 | 19.00 | 12.50 | 9.50 | 4.75 | 2.00 | 0.475 | 0.075 |

*Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica – “Braja M. Das” Pág. 08*

Los tamices son hechos de malla de alambre forjado con aberturas rectangulares que varían en tamaños desde 101.6 mm (4”) en la serie más gruesa hasta el No 400 (0.038 mm) en la serie correspondiente al suelo fino.

La grafica granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren al porcentaje, en peso de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semi-logarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica)

**Figura 2.1: Curva granulométrica**



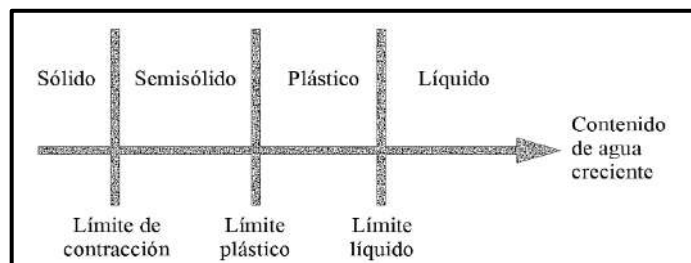
*Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica – “Braja M. Das” Pág. 12*

### Consistencia del suelo

Dependiendo del contenido de agua el comportamiento del suelo puede clasificarse en 4 estados básicos empleando los límites de Atterberg.

Sólido, semisólido, plástico y líquido.

**Figura 2.2: Límites de Atterberg**



*Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica – “Braja M. Das” Pág. 27*

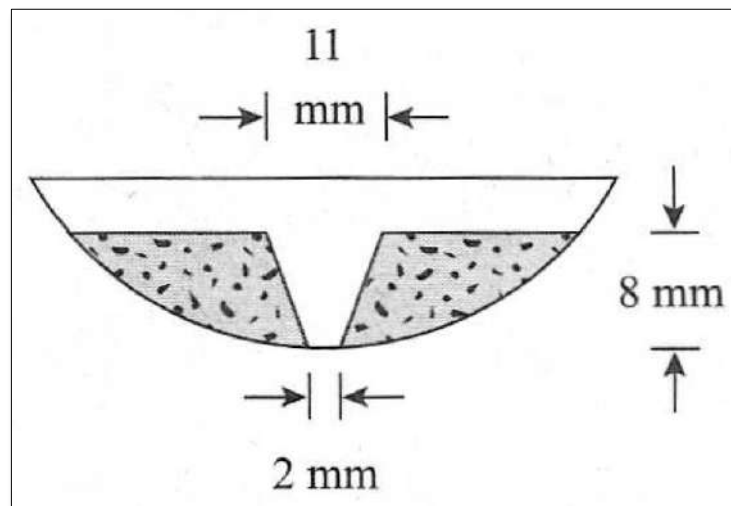
### 2.3.2. Límites de Atterberg

Se define límites de Atterberg o límites de consistencia como las diferentes fronteras convencionales entre cualquier de los estados o fases que un suelo pueda estar, según su contenido de agua en orden decreciente; los estados de consistencia definidos por Atterberg son: *estado líquido*, *estado semilíquido*, *estado plástico*, *estado semisólido* y *estado sólido*. Llamándose *límites de plasticidad* a las fronteras (límite líquido y límite plástico) que definen el intervalo plástico.

#### 2.3.2.1. Límites Líquido (LL)

La frontera convencional entre los estados semilíquidos y plásticos fue llamada por Atterberg límite líquido, nombre que hoy se conserva. Atterberg, consiste en colocar el suelo remoldado en una capsula, formando en él una ranura, según se muestra en la figura 2 y en hacer cerrar la ranura golpeando.

**Figura 2.3: Ensayo de casa grande**



*Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica – “Braja M. Das” Pág. 29*

### 2.3.2.2. Límites Plástico (LP)

La frontera convencional entre los estados plásticos y semisólidos fue llamada por Atterberg límite plástico y está definido también en términos de una manipulación de laboratorio. Atterberg colocaba un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro.

**Figura 2.4: Ensayo de límite plástico**



*Fuente: Ensayo de Limite Plastico.PDF (unr.edu.ar)*

### 2.3.2.3. Índice de plasticidad (IP)

A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo se les ha llamado límites de plasticidad. Atterberg considera que la plasticidad del suelo quedaba determinada por el límite líquido y por la cantidad máxima de una cierta arena, que podía ser agregada al suelo, estado esta con el contenido de agua correspondiente al límite líquido, sin que perdiera por completo su plasticidad. Además encontró que la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad, llamada índice plástico, se relacionaba fácilmente con la cantidad de arena añadida, siendo de más fácil determinación, por lo que sugirió su uso en lugar de la arena, como segundo parámetro para definir la plasticidad.

$$IP = LL - LP$$

### 2.3.3. Clasificación de suelos

#### 2.3.3.1. Sistema de clasificación AASTHO

Esta clasificación fue creada por los organismos viales de Estados Unidos y como se mencionó anteriormente, fue uno de los que generalizaron su utilización a casi todo tipo de construcción civil.

Un enfoque general, se basa en que esta clasificación toma de mano la granulometría y la plasticidad de un suelo como las características principales para poder definir asociaciones que obedecen a rangos empíricos de clasificación.

En esta clasificación los suelos se dividen en siete grupos, de acuerdo a la composición granulométrica, el límite líquido y el índice de plasticidad de un suelo.

**Índice de grupo.** - Es un factor de evaluación, que determina la calidad del suelo a través de características similares en grupos de suelos, el índice de grupo es muy importante en el diseño de espesores. La siguiente fórmula determina el índice de grupo.

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

Donde:

$a = \% \text{pasa } N^{\circ}200 - 35\%$  (Si  $\%N^{\circ}200 > 75$ , se anota 75, si es  $< 35$ , se anota 0)

$b = \% \text{pasa } N^{\circ} 200 - 15\%$  (Si  $\%N^{\circ}200 > 55$ , se anota 55, si es  $< 15$ , se anota 0)

$c = \text{Límite líquido} - 40 \%$  (Si  $LL > 60$ , se anota 60, si es  $< 40$ , se anota 0)

$d = \text{Índice de plasticidad} - 10\%$  (Si  $IP > 30$ , se anota 30, si es  $< 10$ , se anota 0)

**Tabla 2.3: Clasificación de suelos por el método AASHTO**

| CLASIFICACION GENERAL                                   | Materiales Granulares<br>(igual o menor del 35% pasa el tamiz N° 200) |         |                |                                    |         |                      |         | Materiales Limo - Arcillosos<br>(más del 35% que pasa el tamiz N° 200) |         |                   |         |
|---------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------|---------|----------------|------------------------------------|---------|----------------------|---------|------------------------------------------------------------------------|---------|-------------------|---------|
| GRUPOS                                                  | A-1                                                                   |         | A-3            | A-2                                |         |                      |         | A-4                                                                    | A-5     | A-6               | A-7     |
| SUB - GRUPOS                                            | A-1-a                                                                 | A-1-b   |                | A-2-4                              | A-2-5   | A-2-6                | A-2-7   |                                                                        |         |                   | A-7-5   |
|                                                         |                                                                       |         |                |                                    |         |                      |         |                                                                        |         |                   | A-7-6   |
| % que pasa el Tamiz:                                    |                                                                       |         |                |                                    |         |                      |         |                                                                        |         |                   |         |
| N° 10                                                   | 50 máx.                                                               |         |                |                                    |         |                      |         |                                                                        |         |                   |         |
| N° 40                                                   | 30 máx.                                                               | 50 máx. | 51 máx.        |                                    |         |                      |         |                                                                        |         |                   |         |
| N° 200                                                  | 15 máx.                                                               | 25 máx. | 10 máx.        | 35 máx.                            | 35 máx. | 35 máx.              | 35 máx. | 36 mín.                                                                | 36 mín. | 36 mín.           | 36 mín. |
| Características del Material<br>que pasa el tamiz N° 40 |                                                                       |         |                |                                    |         |                      |         |                                                                        |         |                   |         |
| Límite Líquido                                          |                                                                       |         | NO<br>PLÁSTICO | 40 máx.                            | 41 mín. | 40 máx.              | 41 mín. | 40 máx.                                                                | 41 mín. | 40 máx.           | 41 máx. |
| Índice de Plasticidad                                   | 6máx                                                                  | 6 máx.  |                | 10 máx.                            | 10 máx. | 11 mín.              | 11 mín. | 10 máx.                                                                | 10 máx. | 11 mín.           | 11 mín. |
| Índice de Grupo                                         | 0                                                                     | 0       | 0              | 0                                  | 0       | 4 máx.               | 4 máx.  | 8 máx.                                                                 | 12 máx. | 16 máx.           | 20 máx. |
| Tipos de Material                                       | fragmentos de<br>piedra grava y<br>arena                              |         | Arena fina     | Grava, arenas limosas y arcillosas |         |                      |         | Suelos Limosos                                                         |         | Suelos Arcillosos |         |
| Terreno de Fundación                                    | Excelente a Bueno                                                     |         |                |                                    |         | Regular a Deficiente |         |                                                                        |         |                   |         |

NOTA: El índice de plasticidad de los suelos A-7-5 es igual o menor que su Límite Líquido 30, el de los A-7-6 mayor que su Límite Líquido (fig. 1) se halla indicada la relación ente lo LL e IP de los materiales finos. Dicho de otro modo, el grupo A-7 es subdividido en A-7-5 ó A-7-6 dependiendo del Límite Plástico (L.P.)

Si el  $LP \geq 30$ , la clasificación es A-7-6

Si el  $LP < 30$ , la clasificación es A-7-5

*Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica – “Braja M. Das” Pág. 36*

### 2.3.3.2. Sistema de clasificación unificado U.S.C.S

Este sistema fue creado para la clasificación de suelos en la Construcción de Aeropuertos, aunque en el mundo se utiliza en casi todas las obras civiles.

**El primer grupo** se encuentran: las gravas, arenas o suelos gravosos arenosos con poco o nada de material fino (limo y arcilla), son designados de la siguiente manera.

G = Grava o suelo gravoso.

S = Arena o suelo arenoso

W = Bien graduado

C = Arcilla inorgánica

P = Mal graduado

M = Limo inorgánico o arena fina.

**Segundo Grupo**, Se encuentran los suelos finos, limosos o arcillosos, de baja o alta compresibilidad, son designados de la siguiente manera.

M = Limo inorgánico o arena muy fina.

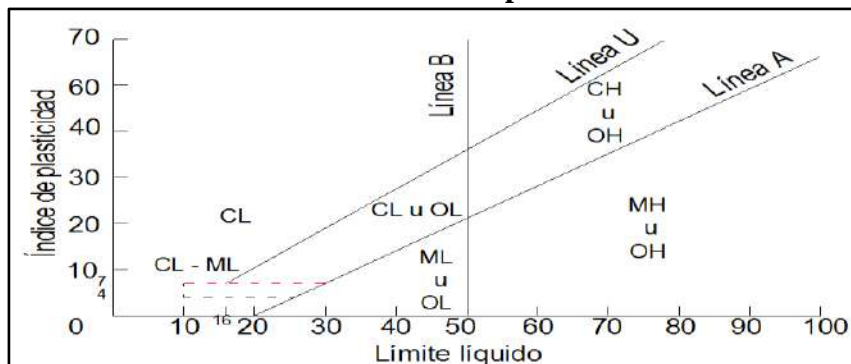
C = Arcilla

O = Limos, arcillas y mezclas con alto contenido de material orgánico.

L = Baja a mediana compresibilidad. ( $LL < 50\%$ )

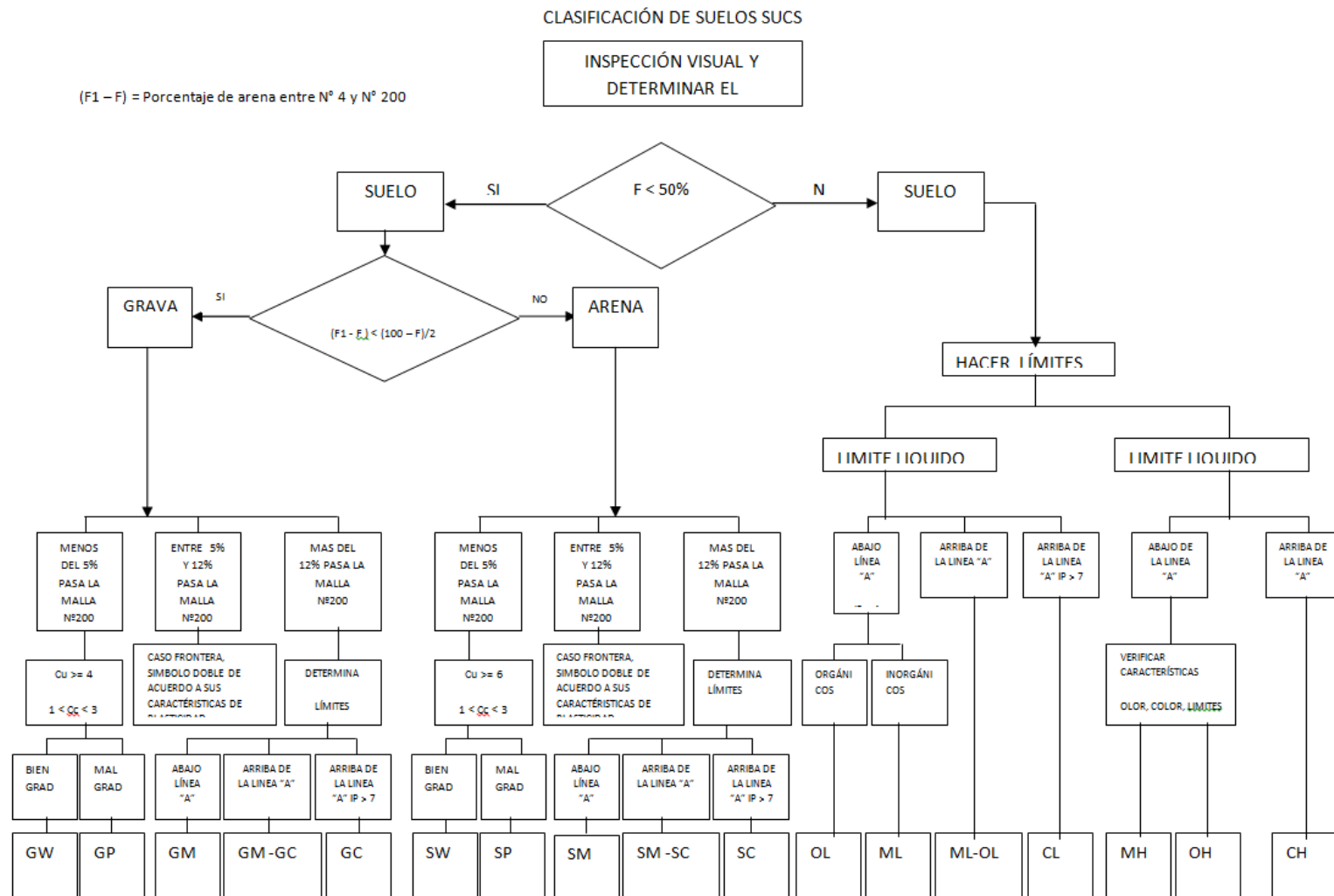
H = Alta compresibilidad. ( $LL > 50\%$ )

**Tabla 2.4: Carta de plasticidad**



*Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica – “Braja M. Das” Pág. 41*

**Tabla 2.5: Clasificación de suelos por el método U.S.C.S.**



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica – “Braja M. Das” Pág. 43

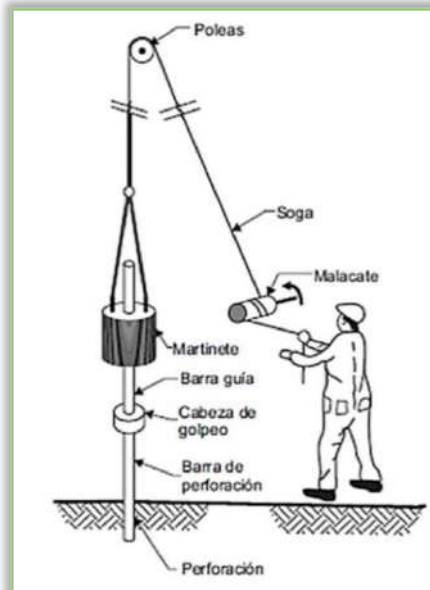
#### 2.3.4. Ensayo de penetración estándar SPT

El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetration Test), es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico.

Constituye el ensayo o prueba más utilizada en la realización de sondeos, y se realiza en el fondo de la perforación.

Consiste en medir 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 Kg. y 76,2 centímetros respectivamente.

**Figura 2.5: Esquema general del ensayo de SPT**



*Fuente: <http://sismica.com.mx/procedimientos/sondeo-penetracion-estandar.php>*

#### **2.3.4.1. Trabajo de campo**

Se refiere a utilizar solamente el equipo del SPT, en esta etapa se desea saber el número de golpes que se requieren para que la punta de penetración se incruste 30 cm en el suelo por efecto de los golpes que se dan con el martillo de 63.5 Kg a una altura de caída de 76.2 cm.

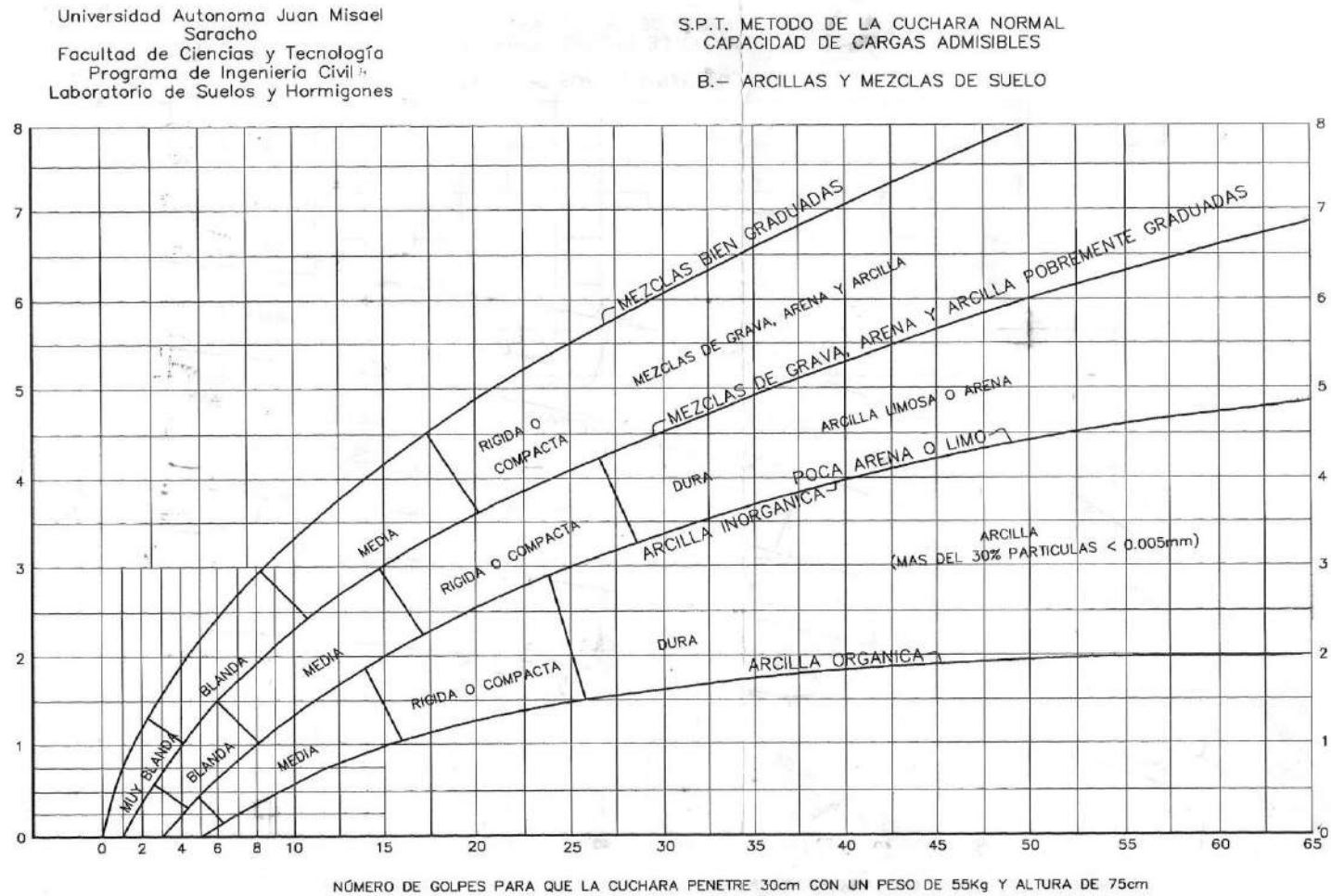
Además del hincado, se debe realizar un muestreo de materiales cuidando de no perder la humedad natural del suelo.

El ensayo se puede realizar en una excavación a cielo abierto o mediante un sistema de perforación especial. Además, se debe prever un sistema de bombeo para agotar el agua encontrada por la capa freática.

#### **2.3.4.2. Trabajo de Laboratorio**

El suelo muestreado en la etapa de campo, se debe procesar en el laboratorio, mediante los ensayos de clasificación, esto implica que se debe realizar Granulometría y Límites de Atterberg y clasificarlo por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

**Tabla 2.6: Capacidad portante para arcillas y mezclas de suelos**



*Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica – Braja M. Das*

## 2.4. Arquitectura del proyecto

El diseño arquitectónico se lo realiza considerando: la morfología, funcionalidad y estética, siendo plena responsabilidad del arquitecto.

Consiste en la creación de espacios que cumplan características tanto en lo estético, lo tecnológico y lo funcional, los que serán objeto de uso por la sociedad. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, el método constructivo, la morfología, además de otros, este, se lo realiza por medio de una representación gráfica a escala en planos arquitectónicos, tales como: Planos en corte, en planta, fundaciones, cubiertas y fachadas, además de la ubicación y emplazamiento.

## 2.5. Idealización de la estructura

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

### 2.5.1. Sustentación de la cubierta

La idealización estructural de la cubierta está ligada a la geometría donde estará dispuesta y sobre todo a la arquitectura.

Como se puede observar en la siguiente figura, la arquitectura define el tipo de cubierta a realizar la cual será de losa alivianada.

**Figura 2.6: Vista en planta de la cubierta**



*Fuente: Planos arquitectónicos “casa fiscal de la ciudad de Tarija”*

### 2.5.2. Sustentación de la edificación

La estructura de sustentación de la edificación del presente proyecto se idealiza como una formación por varios pórticos, de barras unidas entre sí por nudos rígidos, es decir compuesta por vigas y pilares de H°A°, sometidas a cargas gravitacionales o de peso propio y sobrecargas vivas, además de cargas de viento.

Por consiguiente, de acuerdo a los planos arquitectónicos del proyecto se establece la estructura porticada como se muestra a continuación.

- ✓ Estructura de sustentación de la edificación porticada con elementos estructurales de H°A°
- ✓ Cimentación de H°A°

**Figura 2.7: Planteo estructural de la estructura porticada**



*Fuente: Elaboración propia*

Su proceso de cálculo se puede describir de la siguiente manera:

Se adoptan las cargas que ejercerán en la estructura por unidad de superficie para luego evaluar las solicitaciones de la estructura como una viga biapoyada de un metro de ancho para posteriormente determinar el área de acero conforme se realiza en losas macizas utilizando los mismos parámetros de diseño del Código Boliviano del Hormigón CBH - 87.

### **2.5.3. Estructura complementaria**

Para el análisis, los elementos estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes; bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos; y tridimensionales cuando ninguna de sus dimensiones resulta sensiblemente mayor que las otras.

Se consideran elementos unidimensionales los pilares, vigas y arcos, siempre que su longitud sea mayor que el doble del valor del canto total. Se consideran elementos bidimensionales las losas, muros y placas.

Otra clasificación de los modelos estructurales quizás más ajustada, puede hacerse atendiendo al estado de tensiones normales. Así, esquemas unidimensionales son aquellos en los que se tienen tensiones normales en una dirección, de forma preferente respecto de las restantes, ortogonales a ella. Esquemas bidimensionales son aquellos en los que se tienen tensiones normales en dos direcciones ortogonales, de forma preferente respecto de la tercera, ortogonal a ellas. Esquemas tridimensionales son aquellos en los que las tensiones normales no son predominantes en ninguna de las tres direcciones ortogonales.

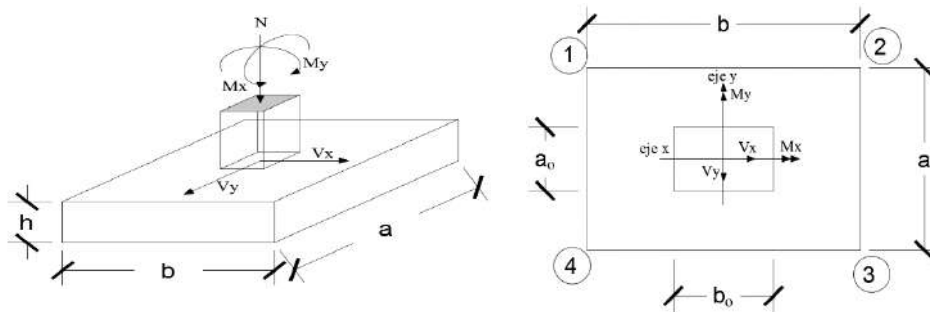
### **2.5.4. Fundaciones**

Las fundaciones o cimentaciones de la estructura están en función principalmente del tipo de suelo de fundación el cual según los análisis de campo en tanto como los de laboratorio hacen conocer qué se trata de un suelo arcilloso por lo tanto se establece que el tipo de fundación apropiada tanto técnica como económicamente es zapatas aisladas y zapatas arriostradas como se observa en las siguientes figuras.

#### **Zapatas Aisladas**

Son las que transmiten la carga de una sola columna al suelo. Este tipo de zapatas puede ser de diversas formas geométricas de acuerdo a las necesidades, su uso es indicado para casos en los que la carga es pequeña como edificaciones menores a cinco plantas y/o a suelo que tenga buena resistencia. Constituyen el tipo más usual por razones de economía, estas zapatas pueden ser céntricas o excéntricas dependiendo de la excentricidad de la carga o de los momentos actuantes.

**Figura 2.8: Zapatas aisladas**



*Fuente: Google imágenes*

## 2.6. Diseño y cálculo estructural

### 2.6.1. Estructura de sustentación de la cubierta

**Figura 2.9: Vigueta pretensada y complemento prefabricados**



*Fuente: Viguetas Santa Fe - Construx Bolivia*

**Viguetas pretensadas.** - Son elementos lineales sometidos a flexión, para lo cual se introduce esfuerzos de tal manera que sean iguales y contrarios a los que producen las cargas para que de esa forma eliminar los esfuerzos a flexión.

#### 2.6.1.1. Hipótesis de carga consideradas para la estructura aporticada

En el cálculo estructural es necesario descubrir la hipótesis más crítica para el diseño de la estructura, esto es la de mayores solicitaciones en la pieza que estemos diseñando. Así tenemos las siguientes hipótesis genéricas, recomendadas por las normas, pero puede haber otras hipótesis dependiendo de proyecto estructural y constructivo que se esté ejecutando.

Hipótesis I:  $\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q$

Hipótesis II:  $0.9 * (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q) + 0.9 * \gamma_{fg} * W$

Hipótesis III:  $0.8 * (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$

En estas expresiones:

G = valor característico de las cargas permanentes más las acciones indirectas con carácter de permanencia

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

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

Weq = valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general mayormente se tomará Weq=0

Feq = Valor característico de la acción sísmica.

### **Cálculo en estados límites**

Para el cálculo de secciones en agotamiento, o estados límites últimos, se tendrán en cuenta las siguientes hipótesis:

#### **a) Equilibrio de la sección**

$$M_d \leq M_R$$

Donde:

Md= Momento de diseño

MR= Momento resistente

Mediante esta condición podemos decir que se encuentra en equilibrio la sección que se está analizando.

### **b) Hipótesis de Bernoulli**

De acuerdo con el teorema de Bernoulli:

Las secciones inicialmente planas, permanecen planas al ser sometidas a la solicitación. Esta hipótesis es válida para piezas en las que la relación de la distancia entre puntos de momento nulo, al canto total,  $l_0/h$ , sea superior a 2.

Los esfuerzos principales “M”, “Q” y “N”, se calcularán según:

Los efectos originados por las acciones son los esfuerzos que actúan en una sección de una pieza de la estructura, tales como: momento flector, esfuerzo normal, esfuerzo normal, esfuerzo cortante y momento de torsión. Al conjunto de tales esfuerzos se denomina solicitación.

Como norma general, la determinación de las solicitaciones se efectuará con arreglo a los principios de la Mecánica Racional, completados, en caso necesario, por las teorías clásicas de la Resistencia de Materiales y de la Elasticidad. No obstante, para el cálculo de las solicitaciones, se podrá tener en cuenta el comportamiento de los materiales más allá de su fase elástica, siempre que se justifiquen debidamente las hipótesis adoptadas.

### **c) Adherencia**

Se supone una adherencia total del acero y el hormigón, es decir, que no existe deslizamiento entre ambos materiales.

### **d) Resistencia a tracción del hormigón**

Se considera despreciable la resistencia a la tracción del hormigón.

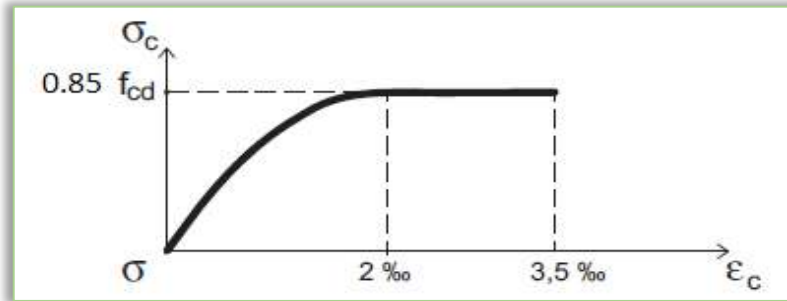
### **e) Acortamiento del hormigón**

Se admite que el acortamiento unitario máximo del hormigón es igual a:

0,0035, en flexión simple o compuesta, recta o esviada

0,002, en compresión simple

**Figura 2.10: Diagrama esfuerzo deformación del hormigón**

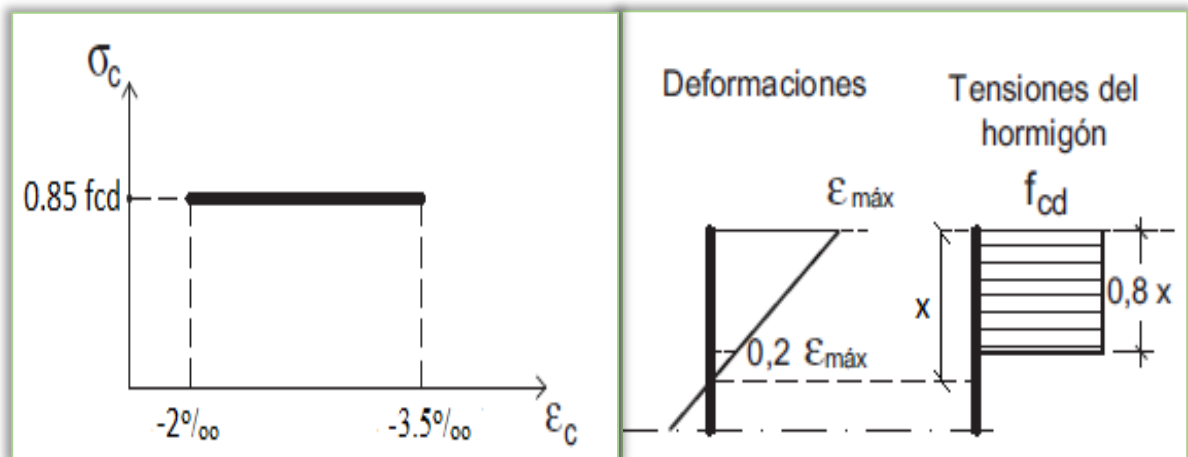


*Fuente: Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya, Alvaro Garcia Mesequer*

#### f) Alargamiento del acero

El alargamiento unitario máximo de la armadura se toma igual a 0,010.

**Figura 2.11: Diagrama rectángulo equivalente**



*Fuente: Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya, Alvaro Garcia Mesequer*

#### g) El agotamiento del hormigón

En el agotamiento, los dominios de deformación relativos al hormigón y al acero, según las distintas sollicitaciones<sup>1</sup>

<sup>1</sup> CBH-87 8.1.2. Dominios de deformación

### 2.6.2. Dominios de deformación

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres (3) puntos, A, B o C definidos en la figura 2.15.

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

#### **Dominio 1 Tracción simple o compuesta:**

Toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A, correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado, del 10 por mil.

La profundidad del eje neutro varía: desde  $x = \infty$  ( $\epsilon_s = \epsilon_c = 10$  por mil), hasta  $x = 0$  ( $\epsilon_s = 10$  por mil,  $\epsilon_c = 0$ ).

#### **Dominio 2 Flexión simple o compuesta:**

El acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A.

La profundidad del eje neutro varía: desde  $x = 0$ , hasta  $x = 0,259 d$ , que corresponde al punto crítico en que ambos materiales alcanzan sus deformaciones máximas:  $\epsilon_s = 10$  por mil y  $\epsilon_c = 3,5$  por mil.

#### **Dominio 3 Flexión simple o compuesta:**

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

La profundidad del eje neutro varía: desde  $x = 0,259 d$ , hasta  $x_{lim}$ , profundidad límite para la cual la armadura más traccionada alcanza la deformación  $\epsilon_y$ , correspondiente a su límite elástico.

#### **Dominio 4 Flexión simple o compuesta:**

Las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre  $\epsilon_y$  y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3,5 por mil.

La profundidad del eje neutro varía: desde  $x = x_{lim}$ , hasta  $x = d$ , donde la armadura más traccionada tiene una deformación  $\epsilon_s = 0$

#### **Dominio 4.a Flexión compuesta:**

Todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.

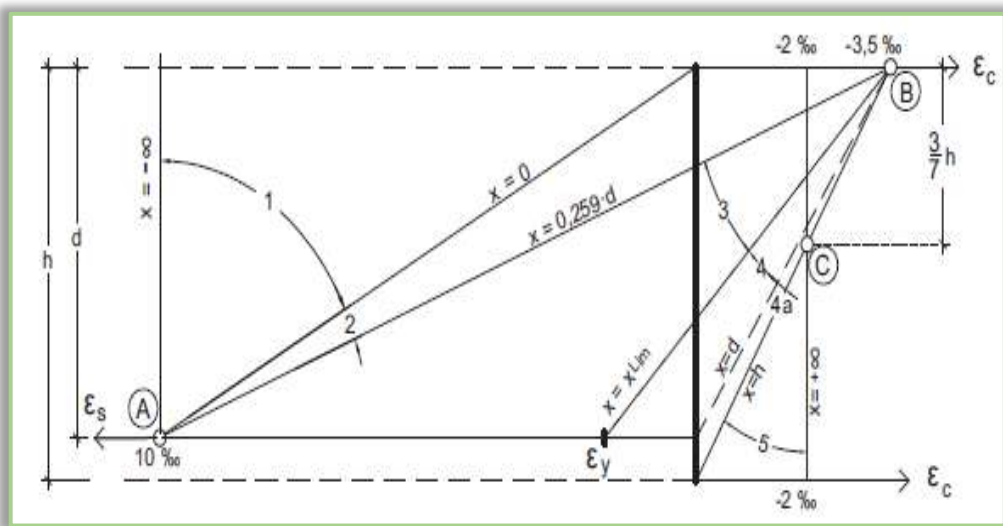
La profundidad del eje neutro varía: desde  $x = d$ , hasta  $x = h$ , donde todo el hormigón empieza a estar comprimido.

#### **Dominio 5 Compresión simple o compuesta:**

Ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión:  $\epsilon_{cu} = 2\text{‰}$ .

La profundidad del eje neutro varía: desde  $x = h$ , hasta  $x = \infty$ , es decir, hasta la compresión simple.

**Figura 2.12: Diagrama de los Dominios de deformación**



**Fuente:** Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya, Alvaro Garcia Mesequer

### 2.6.2.1. Diseño a flexión de elementos de hormigón armado

#### Cálculo de la armadura a flexión simple

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

Donde:

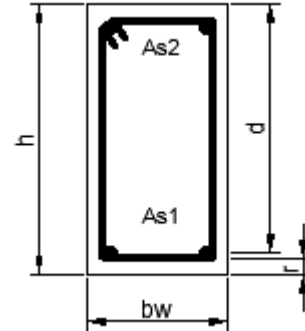
$\mu_d$  = Momento reducido de cálculo.

$M_d$  = Momento de diseño (envolvente)

$b_w$  = Ancho de la viga.

$d$  = Canto útil.

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



**Caso 1:**  $\mu_d < \mu_{lim}$  No requiere armadura en compresión

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, así como indica la condición, la sección no necesita armadura en el área de compresión sólo se deberá disponer armadura que resiste a los refuerzos atracción producidos por los momentos flectores envolventes y cálculo en base a la siguiente ecuación:

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

Donde:

$w$  = Cuantía mecánica (función del momento deducido de cálculo  $\mu_d$  interpolado en la tabla Universal de cálculo para flexión simple o compuesta).

$b_w$  = Ancho del elemento que se analiza.

$d$  = Distancia entre la fibra más comprimida al centro de gravedad de las barras de refuerzo.

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

$f_{yd}$  = Resistencia minorada de diseño del acero

**Caso 2:**  $\mu_d > \mu_{lim}$  Requiere armadura en compresión

Si el módulo reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, así como indica la condición, la sección necesita armadura en el área de compresiones, la armadura que resista a los esfuerzos atracción producido por los momentos flectores de cálculo se determina en base a la siguiente ecuación:

$$W_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{lim}}{1 - f} \quad W_{s1} = W_{lim} + W_{s2} \quad f = \frac{r}{d}$$

Donde:

$W_{lim}$  = Cuantía geométrica límite (tabla 2.7)

$\mu_d$  = Momento reducido de cálculo

$W_{s1}$  = Cuantía mecánica para la armadura atracción

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

$f$  = Relación entre recubrimiento y el canto útil

$r$  = Recubrimiento geométrico

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

$A_{s1}$  = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo a tracción

$A_{s2}$  = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo a compresión

### **Cuantía Geométrica Mínima**

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

$A_c$  = Área total de la sección.

$W_{smin}$  = Cuantía geométrica mínima a flexión.

**Tabla 2.7: Cuantías geométricas mínimas**

| Elemento | Posición   | AH 215 L | AH 400 | AH 500 | AH 600 |
|----------|------------|----------|--------|--------|--------|
| Pilares  |            | 0.008    | 0.006  | 0.005  | 0.004  |
|          |            |          |        |        |        |
| Losa     |            | 0.002    | 0.0018 | 0.0015 | 0.0014 |
|          |            |          |        |        |        |
| Vigas    |            | 0.005    | 0.0033 | 0.0028 | 0.0023 |
|          |            |          |        |        |        |
| Muros    | Horizontal | 0.0025   | 0.002  | 0.0016 | 0.0014 |
|          |            |          |        |        |        |
|          | Vertical   | 0.0015   | 0.0012 | 0.0009 | 0.0008 |

*Fuente: CBH-87 tabla 8.1.7.3 pag.67*

### **Cálculo de la armadura Transversal**

$V_d$  = Cortante de diseño (envolvente).

$b_w$  = Ancho del elemento que se analiza.

$d$  = Distancia entre la fibra más comprimida al centro de gravedad de las barras de refuerzo.

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

$f_{yd}$  = Resistencia minorada de diseño del acero

$t$  = Longitud cualquiera de la pieza en la que se toma  $A_\alpha$  (barras inclinadas más estribos).

$A_\alpha$  = área de barras inclinadas más estribo

$S$  = Separación entre ejes de los estribos

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}}$$

Contribución de hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante

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

Cortante último por agotamiento por compresión oblicua del hormigón

$$V_{ou} = 30 * f_{cd} * b_w * d$$

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

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

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

Si no cumple esta condición, entonces se deberá cambiar la sección.

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

Armadura necesaria para resistir a cortante:

$$A_s = \frac{V_{su} * S}{0.90 * d * f_{yd}}$$

### **Separación libre entre armaduras principales**

La distancia horizontal libre o espaciamiento entre dos 2 barras aisladas consecutivas. Será igual o superior al mayor de los tres 3 valores siguientes<sup>2</sup>.

1. 2 cm
2. El diámetro mayor
3. 1.2 tamaño del árido

---

<sup>2</sup> Véase: Norma Boliviana del hormigón CBH-87. Cap.: 12.5.2 pág.234

### **2.6.2.2. Diseño de Pilares de Hormigón Armado**

Las columnas o Pilares de hormigón armado, forman piezas generalmente verticales, en las que la sollicitud normal es lo más importante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y el último extremo al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad.

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales y estribos, las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber bien compresiones en colaboración con el hormigón, bien tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir los esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia

#### **Excentricidad mínima de cálculo**

La norma se comienza a tomar en cuenta una excentricidad accidental mínima, en dirección más desfavorable, igual al mayor de los valores,  $h/20$  y 2cm siendo  $h$  el canto en la dirección considerada. Esto con el objeto de tener en cuenta la incertidumbre del punto de aplicación de la sollicitud normal.

Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los planos principales. También esto es aplicable para las secciones sometidas a compresión compuesta desviada

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

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

Con objeto de facilitar la colocación y la compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe tener 20 centímetros si se trata de secciones rectangulares y 25 cm si la sección es circular, de acuerdo a lo que prescribe la norma

### **Armaduras longitudinales**

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

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

Para que el hormigón puede entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara no debe ser igual o mayor a 2 cm, que el diámetro de la barra mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido, no obstante, en las esquinas de los soportes se pondrán colocar dos o tres barras en contacto.

### **Armadura transversal**

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la ruptura por deslizamiento de 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 ruptura por deslizamiento de hormigón, la separación  $S$  entre los planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq b_e$$

Siendo " $b_e$ ", la menor dimensión del núcleo del 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 los 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 especialmente delicadas, la separación S no debe ser superior a  $12*\phi$

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 a 6 mm

**Cuantías límites.** - La norma de recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas A1 y A2, las siguientes limitaciones:

$$A_1 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d$$

$$A_2 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d$$

$$A_1 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

$$A_2 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

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

$$A_s * f_{yd} \geq 0.10 * N_d$$

$$A_s * f_{yd} \leq A_c * f_{cd}$$

Donde:

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

$f_{yd}$  = Resistencia de cálculo del acero que no se tomara mayor en este caso de 5000 kg/cm<sup>2</sup>.

A1 y A2 = Armadura 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 del acero utilizado en la pieza de hormigón armado.

De todas maneras, es recomendable que las cuantías de las armaduras no sean inferiores a las recomendadas en la tabla 2.7 correspondiente a las cuantías geométricas mínimas.

**Pandeo de piezas comprimidas.** - En las piezas comprimidas esbeltas hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos.

Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aún en el caso de las piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y la incertidumbre del punto de aplicación de la carga) aparecen momento de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma.

**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 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efecto de pandeo y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla 2.8 en función de la sustentación de la pieza.

**Tabla 2.8: Longitud de pandeo ( $l_0$ ), de piezas aisladas**

|                                                                            |          |
|----------------------------------------------------------------------------|----------|
| Sustentación de la pieza                                                   | $\alpha$ |
| Un extremo libre y otro empotrado                                          | 2        |
| Articulado en ambos extremos. Biempotrada, con libre desplazamiento normal | 1        |
| Articulación fija en un extremo y empotramiento en el otro                 | 0,7      |
| Empotramiento perfecto en ambos extremos                                   | 0,5      |
| Soportes elásticamente empotrados                                          | 0,7      |
| Otros casos                                                                | 0,9      |

*Fuente: CBH 87 Cuadro 8.3.1.2 pag.84*

Siendo preciso para ello definir si el pórtico puede considerarse intraslacional o traslacional.

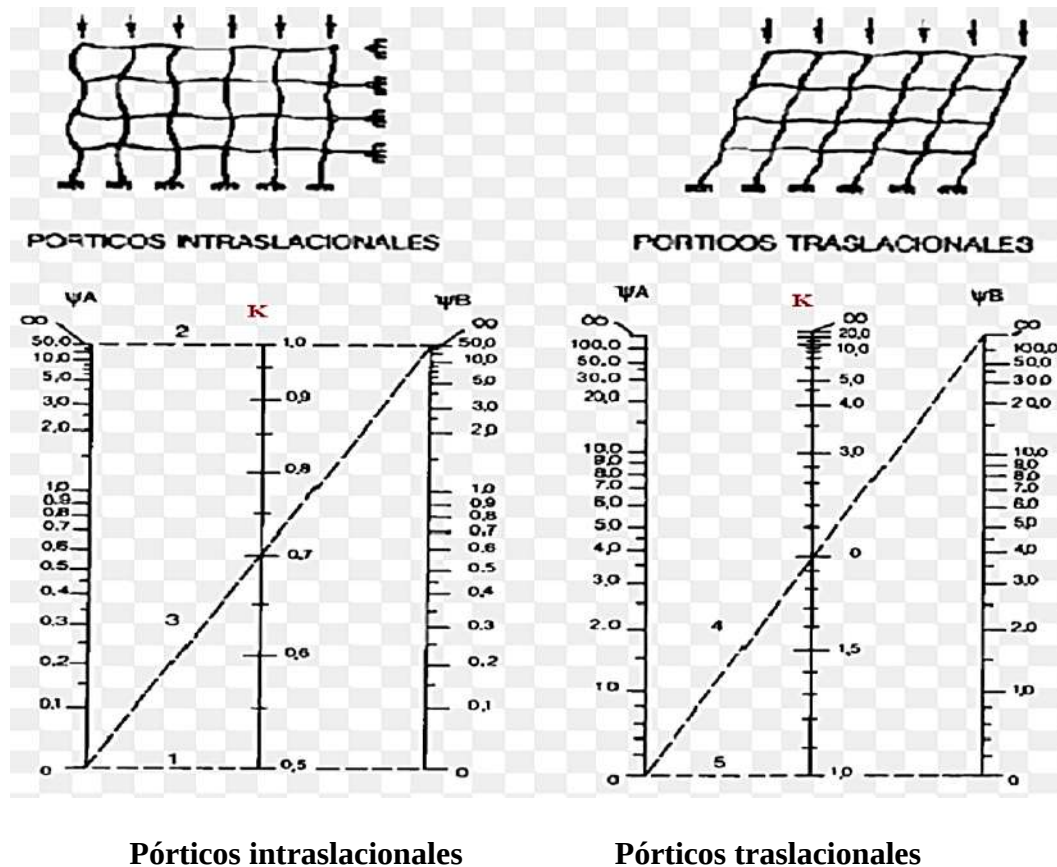
Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

*Longitud de pandeo  $l_0 = \alpha \cdot l$*

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

**Tabla 2.9: Nomogramas para determinar el factor K de longitud de pandeo**

Monograma para pórticos



*Fuente: Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya, Alvaro Garcia Mesequer*

**Esbeltez geométrica y mecánica.** - Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación  $\lambda_g = l_o/h$  entre la longitud de pandeo y la dimensión  $h$  de la sección en el plano de pandeo, la esbeltez mecánica a la relación  $\lambda = l_o/i$  entre la longitud de pandeo y el radio de giro  $i$ , de la sección en el plano de pandeo. El radio de giro  $i$ , tiene la siguiente expresión  $i = \sqrt{I/A}$ , siendo  $I$  y  $A$  respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referida a la sección de hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que se encomienda la norma, son las que se mencionan a continuación:

- Para esbeltez mecánicas  $\lambda < 35$  (equivalente, 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 de pandeo.
- Para esbeltez mecánicas  $35 \leq \lambda < 100$  (geométricas  $10 \leq \lambda < 29$ ), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbeltez mecánica  $100 \leq \lambda < 200$  (geométrica  $29 \leq \lambda < 58$ ), debe aplicarse el método general. Para soporte de sección 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 esbeltez mecánica  $\lambda > 200$  (geométrica  $\lambda_o > 58$ ).

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

- En aquellas acciones que, por su forma, no presentan el plano de simetría, como las secciones en L de los 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:

Algunas vigas, que pueden estar sometidas a cargas laterales (viento, empuje de tierra en muros y cimientos, empuje de aguas en depósitos, empuje del material almacenado en silos) La mayoría de los pilares, aunque formen parte de pórticos planos, la acción del viento o del sismo puede producir reacciones secundarias, que con frecuencia se desprecia, 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 rehuir el problema de la flexión desviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

### 2.6.2.3. Proceso de Cálculo

#### Datos generales:

b, h = Son las dimensiones de la sección del pilar.

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

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

$N_d$  = Fuerza normal de cálculo.

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

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

#### Cálculo de la longitud de pandeo

$$\ell_o = \alpha * \ell$$

Dónde  $\alpha$  puede obtenerse con el monograma para pórtico, y “ $\ell$ ” es la longitud del elemento considerado.

Para el cálculo de la longitud de pandeo se empleará el monograma correspondiente a pórticos traslacionales o desplazables debido a que se tiene presente en estructuras felicitaciones del viento.

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

Referencia: Norma boliviana serie 87 criterios de la sección 8.3.1.2

**Método de la excentricidad ficticia.** - Este método es aplicable a los Pilares de sección y armaduras constantes, cuya esbeltez mecánica no supere el valor de cien ( $\lambda \leq 100$ ).

Referencia Norma boliviana CBH-87 sección 8.3.5.2.

**Excentricidad de primer orden.** - Excentricidad inicial o de primer orden  $e_o$ , no es menor que la excentricidad accidental, siendo  $e_o$  igual a  $M/N$  donde M es el momento exterior aplicado, de primer orden, y N la carga axial actuantes.

Referencia Norma boliviana sección 8.3.1.2

$$e_{0x} = \frac{M_{dy}}{N_d}$$

$$e_{0y} = \frac{M_{dx}}{N_d}$$

**Excentricidad accidental.** - Excentricidad accidental  $e_a$ , que toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal. Referencia Norma boliviana CBH-87 Sección 8.3.2.4.

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

**Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden):** La excentricidad  $e_{fic}$ , no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad de primer orden  $e_o$  tiene en cuenta de forma sencilla, los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado.

$$e_{ficx} = \left( 0.85 + \frac{f_{yd}}{12000} \right) * \frac{b + 20 * e_{ox}}{b + 10 + e_{ox}} * \frac{l_{ox}^2}{i} * 10^{-4}$$

Referencia de esta ecuación se encuentra en la sección 18.6-4ª. Hormigón armado Jiménez Montoya 13ª edición Gustavo gili s.a. o de la Norma Boliviana CBH-87 Criterios de la sección 8.3.5.2.1

**Excentricidad final.** - No es más que la suma de todas las excentricidades:

$$e_{(x,y)} = e_o + e_a + e_{fic}$$

Referencia de esta ecuación se encuentran la norma boliviana CBH-87 sección 8.3.5.2.1.

Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón.

$$U_c = f_{cd} * A_c = f_{cd} * b * h$$

Referencia de esta ecuación se encuentran en la sección 17.3-1er Hormigón Armado de Jiménez Montoya 7ma edición editorial Gustavo gili S.A.

Cálculo de los esfuerzos reducidos

$$v = \frac{N_d}{U_c} \quad \mu_x = \frac{N_d * e_{rx}}{U_c * h} \quad \mu_y = \frac{N_d * e_{ry}}{U_c * b}$$

Referencia de esta ecuación se encuentran en la sección 17,3 - 1er (ver figura 17.4) hormigón armado de Jiménez Montoya séptima edición editorial Gustavo gili S.A.

Definir los valores del momento reducido

$$\mu_x > \mu_y$$

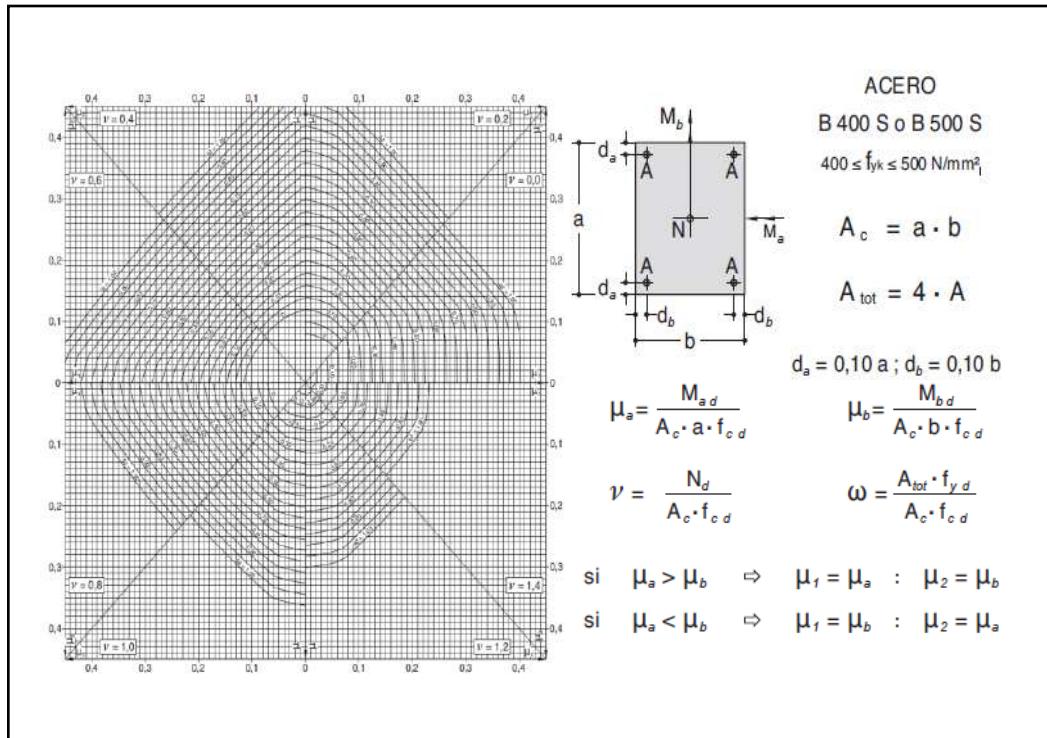
Determinar la cuantía mecánica w

Con los valores de los esfuerzos reducidos y definiendo la distribución de la armadura para los Pilares se entra en los ábacos en roseta correspondiente. 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 dado.

Los ábacos en roseta para flexión esviada, están expuestos en el libro de “Jiménez Montoya” en el tomo II. De donde se elige el diagrama correspondiente en función de: la disposición de armadura, recubrimientos relativos, tipo de acero y límite elástico del mismo.

Se ha elegido el siguiente ábaco en roseta, tomando en cuenta las consideraciones anteriores y los datos que se tiene.

**Tabla 2.10: Abaco en roseta para flexión esviada**



*Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya 15ª edición. pág. 506*

Calcular la capacidad mecánica de la armadura total

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

Calcular la armadura total de acero

$$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{y,d}} \rightarrow A_{total} = \frac{w * b * h * f_{c,d}}{f_{y,d}}$$

La armadura mínima es:

$$0.1 * N_d \leq A_{s \text{ mín}} * f_{y,d} \leq A_c * f_{c,d} \quad A_{s \text{ mín}} = \frac{0.1 * N_d}{f_{y,d}}$$

Referencia de esta ecuación se encuentran en la sección 18,3-2º hormigón armado de Jiménez Montoya 7º edición editorial Gustavo gili S.A.

Esto quiere decir que el acero, tomará por lo menos el 10% de la carga, pero no sobrepasará la carga que tome el hormigón.

De ambas armaduras seleccionamos la menor de ellas para el diseño la cual es:

Para una cara de la sección:

$$A_{s \text{ una cara}} = \frac{A_{s \text{ total}}}{4}$$

Ahora se la debe dividir por el área del acero a emplear y con esto obtenemos el número de hierros en cada esquina.

Cálculo del número de barras:

$$N^{\circ} \text{ fierros} = \frac{A_s}{A_{\phi 12}}$$

#### **Cálculo de la armadura transversal de la columna. -**

El diámetro de estribo será:

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

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

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \mathbf{b \text{ o } h} \text{ (el de menor dimensión)} \\ \rightarrow \mathbf{15 * \phi_{de la armadura longitudinal mas delgada}} \end{array} \right.$$

Referencia de esta ecuación se encuentran en la sección 18,3-3° Hormigón Armado de Jiménez Montoya 7ª edición editorial Gustavo gili S.A.

#### **2.6.2.4. Estructura complementaria (escaleras, tanque para agua, etc.)**

**Escaleras:** La escalera es un conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que se tiene acceso a plantas de distinto nivel.

Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras de caracol, helicoidales, etc.

Una escalera se compone de las siguientes partes:

**Peldaño:** es cada una de las partes de un tramo de escalera en la que se apoya el pie Al subir o bajar por ella. La parte horizontal se llama “huella” y la parte vertical se llama “contrahuella” o tabica.

**Tramo:** es una serie de peldaños continuados si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada Meseta o Rellano. El final de la escalera se llama desembarco.

**Caja de escalera:** es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio. Cuando este espacio es ocupado por completo por el conjunto se llama escalera ciega; y cuando hay un espacio central, este recibe el nombre de Ojo de Escalera.

**Arranque de escalera:** es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo.

El ancho o ámbito de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de las zancas o la longitud del peldaño en un tramo recto la altura mínima que debe tener es de 60 cm., mientras que para el cruce de dos personas deberá tener como mínimo 80 cm Aunque en escaleras para viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 metro.

Cuando el Rellano o Meseta coincida con los suelos de los pisos, ni las puertas del ascensor ni la entrada a las viviendas deben interrumpir la circulación por las escaleras.

La altura de paso o escapada es: la distancia libre en vertical entre el suelo del primer peldaño y el techo que tiene encima; siendo la distancia normal la comprendida entre 2 y 2,40 m.; solo en casos de excepción y en escaleras de poca importancia se puede reducir la medida hasta 1,80 m.

El ancho o huella de un peldaño suele oscilar entre los 25 y 30 cm punto para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella o tabica está comprendida entre los 11 y 22cm, siendo las cómodas las que tienen entre 11 y 17 cm.

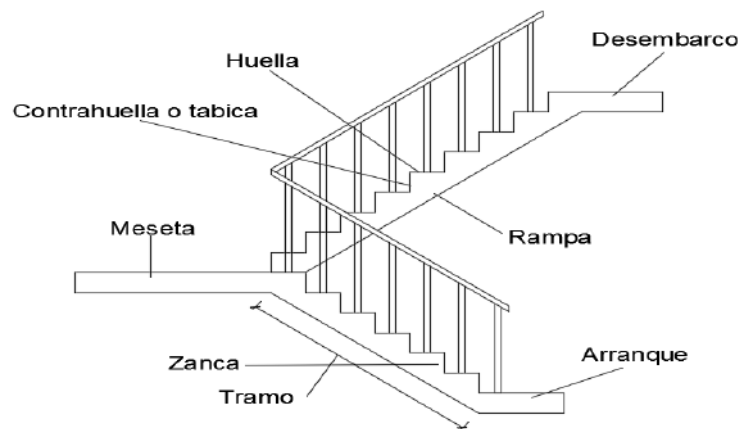
La huella, al contraerse con la contrahuella casi siempre queda ligeramente prolongada entre 2 y 4 cm; a este saliente se lo denomina Bordón y sirve para disminuir el desarrollo de la escalera; a la vez que consigue una anchura mayor de huella, no teniéndose en cuenta este saliente para el avance de la escalera.

Este espacio o vacío existente entre dos tramos en la parte central de la escalera se denomina ojo o hueco de la misma cuando esta parte se llena o maciza se denomina espigón o árbol de la escalera.

Las barandillas Son elementos de protección y seguridad; así como una ayuda para que sea más fácil el ascenso o descenso por la escalera. Las barandillas están coronadas por los pasamanos y su altura con respecto al vértice del peldaño debe ser entre 85 y 90 cm.

En la siguiente figura se pueden observar los elementos de una escalera

**Figura 2.13: Partes constitutivas de una escalera.**



*Fuente: elaboración propia*

Su proceso de cálculo se puede describir de la siguiente manera:

Se adoptan las cargas que ejercerán en la estructura por unidad de superficie para luego evaluar las solicitaciones de la estructura como una Viga biapoyada de un metro de ancho para posteriormente determinar el área de acero conforme se realiza en losas macizas utilizando los mismos parámetros de diseño del código boliviano del Hormigón CBH-87.

#### **2.6.2.5. Fundaciones (cimientos)**

El objetivo de una cimentación es transmitir las cargas de la súper estructura y el peso propio de ellas al terreno pero por demás tienen las siguientes funciones: proporcionar apoyo a la estructura distribuyendo las descargas considerando un factor de seguridad adecuado entre la estructura de cimentación y el suelo limitar los asentamientos totales y diferenciales con la finalidad de controlar los daños en la construcción y construcciones adjuntas y además mantener la posición vertical de la estructura ante las acciones.

Se emplean diversas formas o tipos de cimentación dependiendo de la magnitud de las cargas que soporta del tipo y dimensiones de la superestructura y del espesor resistencia

deformabilidad y permeabilidad de los suelos o rocas sobre los que se apoya la cimentación

En el presente proyecto se analizará como fundación de la estructura las zapatas aisladas

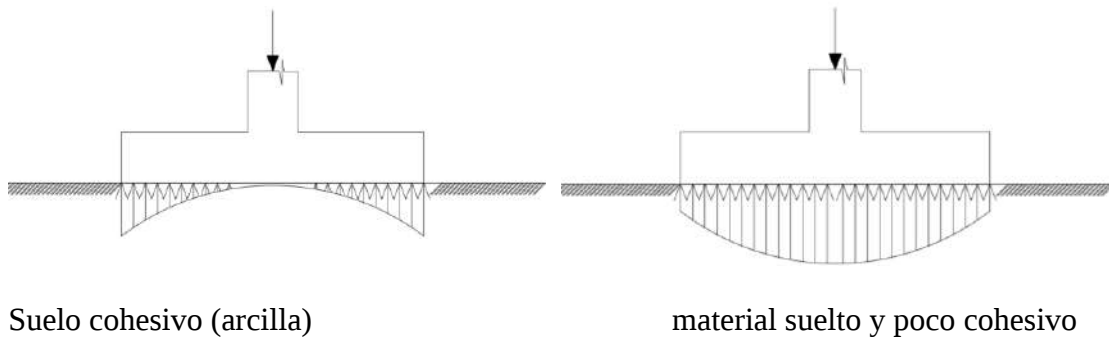
### **Zapatas aisladas**

Las zapatas aisladas son losas de cimentación normalmente de concreto reforzado con dimensiones largo  $L$  y ancho  $B$  con relación  $L/B$  que no excede a 1.5. la cimentación debe soportar la carga de las columnas. En este caso cada Zapata puede ser independiente una de otra por lo que se requiere que los asentamientos diferenciales entre ellas no excedan los asentamientos totales o diferenciales permitidos. Los asentamientos diferenciales pueden reducirse seleccionando el área apropiada del contacto de la Zapata y en ocasiones usando la rigidez de la superestructura. Generalmente las zapatas aisladas se usan sólo en suelos de baja compresibilidad y en estructuras donde los asentamientos diferenciales entre columnas pueden ser controlados por la flexibilidad de la súper estructura hoy incluyendo los en el diseño de los nodos de la base de la estructura o articulando los nodos de manera que puedan tomar los asentamientos diferenciales y/o rotaciones sin dañar la estructura.

Por medio de análisis teóricos elásticos y observaciones se ha demostrado que la distribución de esfuerzos debajo de las zapatas cargadas simétricamente no es uniforme la distribución de esfuerzos depende del tipo de material debajo de la Zapata y de la rigidez de la Zapata misma. Para zapatas sobre material suelto y poco cohesivo las partículas del suelo tienden a desplazarse hacia los extremos quedando relativamente confinadas en el centro.

En el caso general de zapatas rígidas sobre suelos cohesivos la distribución de presiones es máxima en los extremos y mínima en el centro.

**Figura 2.14: Distribución de zapatas en suelos cohesivos y poco cohesivos**



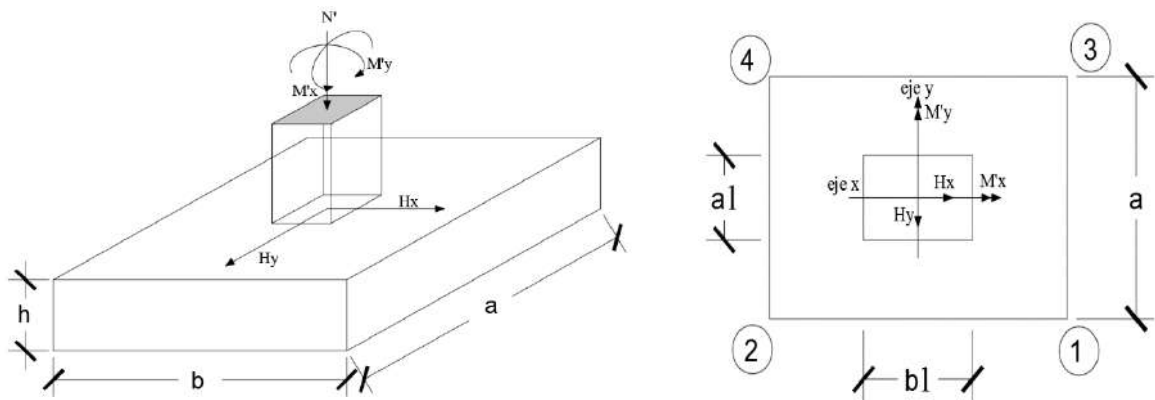
*Fuente: Google imágenes.*

En el diseño (práctica profesional) se hacen las siguientes hipótesis:

- 1) La distribución de presiones es lineal,
- 2) la losa de la Zapata se considera rígida,
- 3) lo se admiten tensiones en el terreno.

### Proceso de cálculo

**Figura 2.15: Solicitaciones presentes en una zapata aislada**



*Fuente: Google imágenes.*

DATOS:

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

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

$H_y$  = Cortante en el eje y.

$H_x$  = Cortante en el eje x.

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

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

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

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

Primeramente, se aproximamos el peso de la zapata como el 10% del peso total “N” que llega a la zapata, entonces el peso total “N” (carga que llega a la zapata más el peso de la zapata) es:

$$N = 1.1 N'$$

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

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

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

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

$$A = a b$$

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

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

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

En esta etapa hay que verificar que:

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

Si no cumple se debe escoger otro valor de área y determinar los valores de “a” y “b” para luego repetir el paso de calcular el esfuerzo máximo en la zapata y verificar que se cumpla la desigualdad  $\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$

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

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

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

**Donde:**

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

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

$\gamma_c$  = Coeficiente de seguridad para el Hormigón (1.5).

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

$$k = \frac{2\sqrt{f_{cd}}}{\gamma_1 \bar{\sigma}_{adm}}$$

Donde:

$f_{cd}$  = kg/cm<sup>2</sup>.

$\gamma_1$  = Coeficiente que normalmente vale 1,6.

$\bar{\sigma}_{adm}$  = kg/cm<sup>2</sup>.

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

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{a1 * b1}{4} + \frac{a * b}{2k - 1}} - \frac{a1 + b1}{4} \\ \frac{2(a - a1)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b1)}{4 + k} \\ 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

$$h=d +c$$

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

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

$$\text{Peso Zapata} = \gamma_{H^\circ A^\circ} * a * b * h = 2.4 \left( \frac{tn}{m^3} \right) * a * b * h$$

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

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

**PASO 5.** Cálculo de los momentos corregidos.

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

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

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

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

**PASO 6.** Cálculo de los esfuerzos en la zapata.

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

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

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

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

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

Luego se debe de verificar:

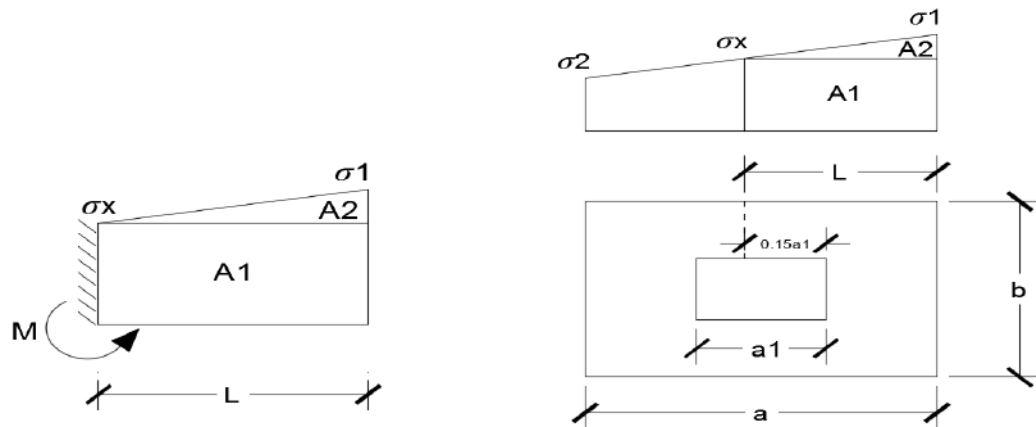
$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$$

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

**PASO 7.** Cálculo del momento de diseño.

Para el momento de diseño se escoge el sector más comprimido y se halla el momento a una distancia del 0.15 a 1.

**Figura 2.16: Momento de diseño**



*Fuente: Google imágenes.*

De la figura 2.14 se pueden deducir las siguientes ecuaciones:

$$L = \frac{a - a1}{2} + 0.15 * a1$$

$$\sigma_x = \sigma_1 - \frac{L}{a} * (\sigma_1 - \sigma_2)$$

Donde el momento viene dado por la siguiente expresión.

$$M = A1 * D1 + A2 * D2 = \sigma_x * L \left( \frac{L}{2} \right) + \frac{(\sigma_1 - \sigma_x)L}{2} = \frac{L^2}{3} \left( \sigma_1 + \frac{\sigma_x}{2} \right) \text{ (ton.m/m)}.$$

Para las unidades que se tiene que ton.m/m = 10<sup>5</sup> kg. En cm/cm. Finalmente el momento de diseño es:

$$M_d = 1.6 * M_b$$

**PASO 8.** Cálculo del área de acero. – Con el momento de diseño expresado en (Kg. cm) se determina el momento reducido dado por:

$$\mu = \frac{M_d}{b d^2 f_{cd}} < 0.2517$$

Donde:

b = 100 cm. (por metro).

d = canto útil.

f<sub>cd</sub> = Resistencia de diseño del Hormigón.

M<sub>d</sub> = Momento de diseño.

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

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

Hay que verificar que la cuantía mecánica mínima es  $\omega_{\min} = 0.0015$ . Con este valor se determina el área de acero por metro.

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

**PASO 9.** Se verifica que la zapata no se vuelque. –

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Na}{2 * My} \\ \frac{Nb}{2 * Mx} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1.5$$

**PASO 10.** Se verifica que la zapata no se Deslice. –

### **Verificación al deslizamiento**

Como fuerza estabilizante se contará solo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de este. Se verifica que cumpla las siguientes recomendaciones:

Para suelos arenosos sin cohesión

$$\left. \begin{array}{l} \frac{N * \tan \varphi_d}{Hx} \\ \frac{N * \tan \varphi_d}{Hy} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

$$\varphi_d = \frac{2}{3} \varphi$$

$\varphi$  = ángulo de rozamiento interno

Para suelos cohesivos arcillosos

$$\left. \begin{array}{l} \frac{AC_d}{Hx} \\ \frac{AC_d}{Hy} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

$$C_d = \frac{2}{3} C$$

C = cohesión

A = a\*b

**Donde:**

A = área de la base de la zapata medianera.

$\varphi_d = (2 * \varphi / 3)$  = Valor de cálculo del ángulo de rozamiento interno.

$C_d = 0,50 * C$  = Valor de cálculo de la cohesión.

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

### **2.7.1. Especificaciones técnicas**

Son las que definen la calidad de obra que con que contratante desea ejecutar por intermedio del contratista, en términos de calidad y cantidad.

Con el fin de regular la ejecución de las obras, expresamente el pliego de especificaciones debe consignar las características de los materiales que hayan de emplearse, los ensayos a los que deben de someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de ejecución previsto; las normas para la elaboración de las distintas partes de la obra, las instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deben adoptarse

durante la construcción; los niveles de control exigidos para los materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas

### **2.7.2. Precios unitarios**

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para una unidad determinada, le corresponda un precio unitario que nos determina el costo parcial de la misma.

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

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

La suma de a y b forman el costo directo, la suma de c y d representa el costo indirecto, la suma de ambos costó directo e indirecto integran el costo o precio neto al que adicionan la utilidad totalidad el precio total del ítem.

Tomando en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 6% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10% y como utilidad es 10%. Para los impuestos se toma un valor del IVA del 14,90 y 4% y un valor de IT del 3,09 %

**Figura 2.17: Planilla para el análisis de precios unitarios**

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

| DATOS GENERALES |  |
|-----------------|--|
| Proyecto :      |  |
| Actividad:      |  |
| Cantidad :      |  |
| Unidad :        |  |
| Moneda :        |  |

**1.- MATERIALES**

|                       | DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO PRODUCTIVO | COSTO TOTAL |
|-----------------------|-------------|--------|----------|-------------------|-------------|
| 1                     |             |        |          |                   |             |
| 2                     |             |        |          |                   |             |
| 3                     |             |        |          |                   |             |
| 5                     |             |        |          |                   |             |
| TOTAL DE MATERIALES : |             |        |          |                   |             |

**2.- MANO DE OBRA**

|                                                                    | DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO PRODUCTIVO | TOTAL |
|--------------------------------------------------------------------|-------------|--------|----------|-------------------|-------|
| 1                                                                  |             |        |          |                   |       |
| 2                                                                  |             |        |          |                   |       |
| Subtotal Mano de Obra :                                            |             |        |          |                   |       |
| Cargas Sociales (% del Subtotal de Mano de Obra)(55% al 71.18%)    |             |        |          |                   |       |
| Impuestos I.V.A. Mano de Obra (% de Mano de Obra + Carga Sociales) |             |        |          |                   |       |
| Subtotal Cargas Sociales e Impuestos :                             |             |        |          |                   |       |
| TOTAL DE MANO DE OBRA :                                            |             |        |          |                   |       |

**3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS**

|                                             | DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO PRODUCTIVO | COSTO TOTAL |
|---------------------------------------------|-------------|--------|----------|-------------------|-------------|
| 1                                           |             |        |          |                   |             |
| Herramientas (% de Total de Mano de Obra)   |             |        |          |                   |             |
| TOTAL DE EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS: |             |        |          |                   |             |

**4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS**

|                                          |  |  |  |  |  |
|------------------------------------------|--|--|--|--|--|
| GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3            |  |  |  |  |  |
| TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS |  |  |  |  |  |

**5.- UTILIDAD**

|                       |  |  |  |  |  |
|-----------------------|--|--|--|--|--|
| UTILIDAD=% DE 1+2+3+4 |  |  |  |  |  |
| TOTAL UTILIDAD        |  |  |  |  |  |

**6.- IMPUESTOS**

|                                   |  |  |  |  |  |
|-----------------------------------|--|--|--|--|--|
| IMPUESTOS IT-% DE 1+2+3+4+5       |  |  |  |  |  |
| TOTAL IMPUESTOS                   |  |  |  |  |  |
| TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6 |  |  |  |  |  |

*Fuente: Elaboración propia*

### 2.7.3. Cálculos métricos

Los cálculos métricos se deducen a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, recurriendo para ello la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

A modo de referencia la planilla de cálculo métrico se podrá tener la siguiente forma:

**Figura 2.18: Planilla para el cálculo de cálculos métricos**

| Descripción | Unidad | Nº de veces | Largo (m) | Ancho (m) | Alto (m) | Área (m2) | Volumen (m3) |
|-------------|--------|-------------|-----------|-----------|----------|-----------|--------------|
|             |        |             |           |           |          |           |              |
|             |        |             |           |           |          |           |              |
|             |        |             |           |           |          |           |              |
| TOTAL       |        |             |           |           |          |           |              |

*Fuente: Elaboración propia*

### 2.7.4. Presupuesto

Un presupuesto es el valor total estimado del costo que tendrá una construcción al ser determinada, la exactitud de las mismas dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que construyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil estimación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

### **2.7.5. Planeamiento y cronograma de obra**

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajado completó pueda terminarse, las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otra se haya terminado. Una actividad en un proyecto, usualmente se ve como un trabajo que se quieren tiempo y recursos para su terminación.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costos adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra.

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación o la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirvan de guía para la realización del proyecto.

Tanto la planificación como la programación en una obra se realizan antes de comenzar el proyecto y son herramientas importantes para poder controlar el mismo, aunque a veces es necesario reprogramar replantear.

Para la planificación y programación de presente proyecto se harán uso del método de la ruta crítica el cual es un modelo matemático-lógico en funciona este se analizan mediante los métodos PERT (método probabilístico) y CPM (método determinístico).

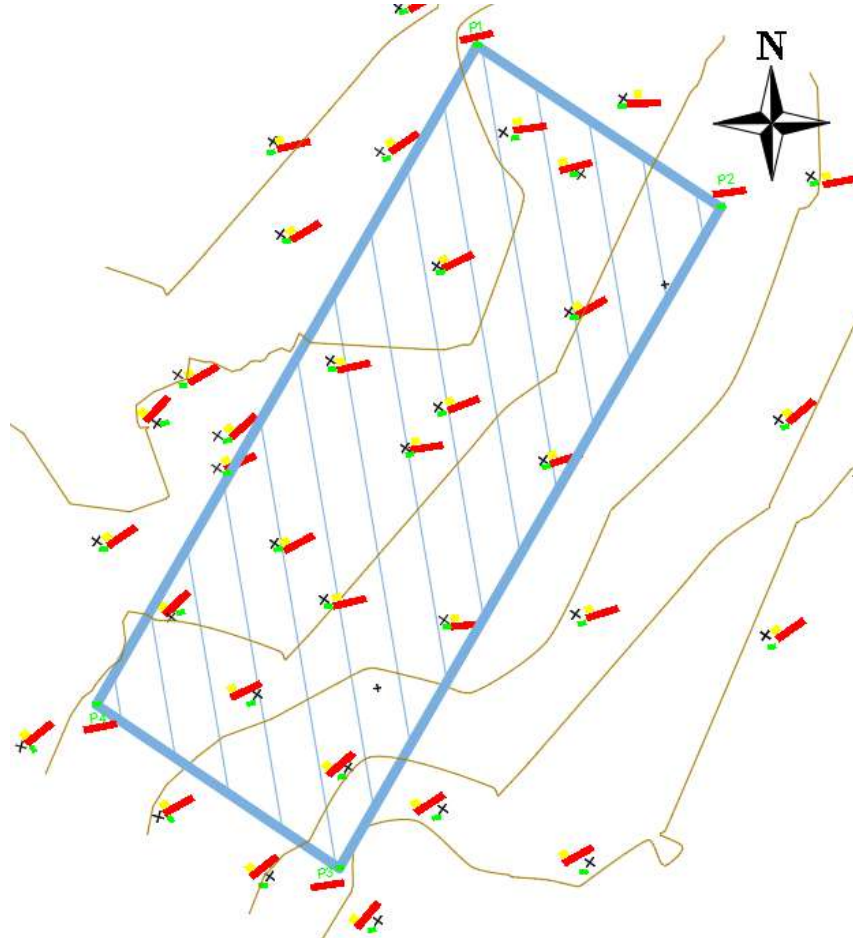
La representación se le realiza mediante el diagrama de GATT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación el cual muestra las actividades en forma de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie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

## CAPÍTULO III

### 3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

#### 3.1. Análisis del levantamiento topográfico

**Figura 3.1: Levantamiento topográfico del terreno**



*Fuente: Elaboración propia, Ver a detalle en ANEXO VIII - (Plano Topográfico)*

**Tabla 3.1: Coordenadas perimetrales**

| COORDENADAS PERIMETRALES |         |          |           |
|--------------------------|---------|----------|-----------|
| PTS                      | E       | N        | ELEVACION |
| P1                       | 321154m | 7619975m | 1869.340m |
| P2                       | 321170m | 7619970m | 1869.400m |
| P3                       | 321145m | 7619950m | 1868.900m |
| P4                       | 321161m | 7619945m | 1868.850m |

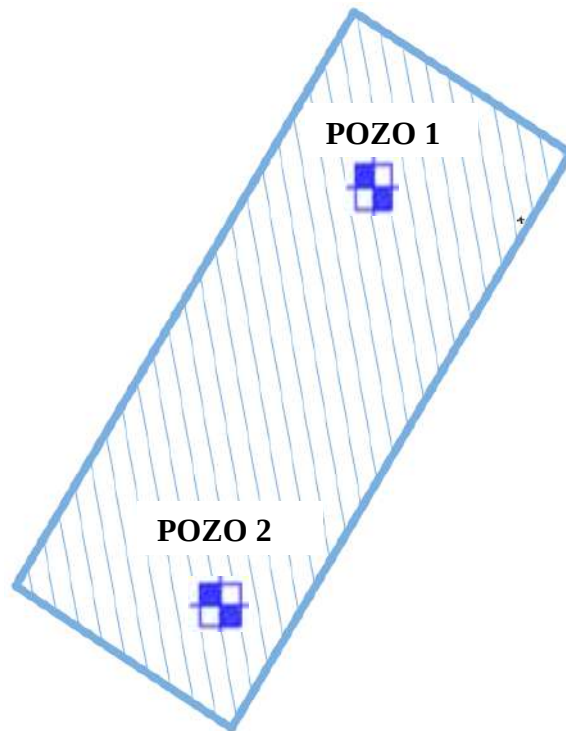
*Fuente: Elaboración propia, Ver a detalle en ANEXO VIII - (Plano Topográfico)*

El terreno asignado para la construcción de la Casa Fiscal tiene una superficie aproximada de 790,97 m<sup>2</sup>; donde topográficamente se considera una superficie semiplana con un desnivel inferior al 5%, el detalle del levantamiento topográfico del terreno se encuentra en el **Anexo VIII - (Plano Topográfico)**

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

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de penetración estándar “S.P.T.” en el área de emplazamiento. Dicho ensayo se realizó en dos pozos, con una profundidad máxima de 3 m. También se extrajo el material necesario para realizar los ensayos correspondientes para su clasificación.

**Figura 3.2: Ubicación de pozos de estudio**



*Fuente: Elaboración propia*

Para el Pozo N°1 se realizó un sondeo entre 1.5 m-1.95 m donde se pudo determinar el tipo de suelo en el estrato, que clasificando por el Sistema AASHTO, es un “A-4(5)” material limo arenoso de textura moderadamente fina presenta baja plasticidad, con una capacidad portante de 1.20 kg/cm<sup>2</sup>

Para el Pozo N°2 se realizó el sondeo entre 3.00 m-3.45 m donde se pudo determinar el tipo de suelo en el estrato, que clasificando por el Sistema AASHTO, es un “A-4(4)” material limo arenoso de textura moderadamente fina presenta baja plasticidad, con una capacidad portante de 1.60 kg/cm<sup>2</sup>

Una vez analizado los dos pozos de hasta 3 m de profundidad se llegó a la conclusión que en consecuencia ambos sondeos presentan de regular a buena capacidad portante, determinándose como tensión admisible el menor valor de 1.20 kg/cm<sup>2</sup> para el diseño de la estructura de fundación.

**Tabla 3.2: Descripción del estudio de suelos**

| <b>Sondeo</b> | <b>Prof. (m)</b> | <b>Tipo de<br/>suelo</b> | <b>Clasificación<br/>AASHTO</b> | <b>Clasificación<br/>SUCS</b> | <b><math>\sigma_{ADM}</math><br/>(kg/cm<sup>2</sup>)</b> |
|---------------|------------------|--------------------------|---------------------------------|-------------------------------|----------------------------------------------------------|
| <b>Pozo 1</b> | 1.50-1.95        | limo-<br>arenoso         | A-4(5)                          | ML                            | 1.20                                                     |
| <b>Pozo 2</b> | 3.00-3.45        | limo-<br>arenoso         | A-4(4)                          | ML                            | 1.60                                                     |

*Fuente: Elaboración propia*

### 3.2.1. Verificación de cálculo de la capacidad portante del suelo por medio de métodos teóricos

#### 3.2.1.1. Teoría de la capacidad de soporte de Terzaghi

Para que se produzca el mecanismo de falla generalizada el suelo debe tener un comportamiento rígido. Válido para suelos granulares densos y arcillas firmes sobre consolidadas. Se caracteriza por la presencia de una superficie de deslizamiento continuo, que se inicia en el borde de la cimentación y avanza hacia la superficie del terreno. Este tipo de falla es súbita en los cimientos el hinchamiento del suelo adyacente a la cimentación, ocurre típicamente en suelos arenosos compactos o arcillosos duros.

Factores de forma o geométricos de la zapata

Forma de la base: Cuadrada

|        |                     |                     |
|--------|---------------------|---------------------|
| Ancho: | $a = 1.8 \text{ m}$ | } Lado menor        |
| Largo: | $b = 1.8 \text{ m}$ |                     |
|        |                     | $B = 1.8 \text{ m}$ |

Profundidad de la zapata:  $Z = 2.0 \text{ m}$

La teoría de capacidad de soporte de Terzaghi sirve para poder determinar la tensión admisible de resistencia del terreno (tensión última o tensión de rotura), usando como variables el peso específico del suelo, el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo.

Peso específico del suelo:  $\gamma = 15.8 \text{ kN/m}^3$

Angulo de fricción interna:  $\phi = 15^\circ$  (Limo firme - Terzaghi)

Cohesión del suelo:  $C = 20 \text{ kN/m}^2$  (Limo firme - Terzaghi)

Se aplica tomando en cuenta los siguientes factores:

Carga distribuida a la profundidad  $Z$  del suelo:  $q$

$$q = Z \cdot \gamma = 31.6 \text{ KN/m}^2$$

**Tabla 3.3: Factores de capacidad de carga de Terzaghi,  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$**

| $\phi$ | $N_c$ | $N_q$ | $N_\gamma^a$ | $\phi$ | $N_c$  | $N_q$  | $N_\gamma^a$ |
|--------|-------|-------|--------------|--------|--------|--------|--------------|
| 0      | 5.70  | 1.00  | 0.00         | 26     | 27.09  | 14.21  | 9.84         |
| 1      | 6.00  | 1.1   | 0.01         | 27     | 29.24  | 15.90  | 11.60        |
| 2      | 6.30  | 1.22  | 0.04         | 28     | 31.61  | 17.81  | 13.70        |
| 3      | 6.62  | 1.35  | 0.06         | 29     | 34.24  | 19.98  | 16.18        |
| 4      | 6.97  | 1.49  | 0.10         | 30     | 37.16  | 22.46  | 19.13        |
| 5      | 7.34  | 1.64  | 0.14         | 31     | 40.41  | 25.28  | 22.65        |
| 6      | 7.73  | 1.81  | 0.20         | 32     | 44.04  | 28.52  | 26.87        |
| 7      | 8.15  | 2.00  | 0.27         | 33     | 48.09  | 32.23  | 31.94        |
| 8      | 8.60  | 2.21  | 0.35         | 34     | 52.64  | 36.50  | 38.04        |
| 9      | 9.09  | 2.44  | 0.44         | 35     | 57.75  | 41.44  | 45.41        |
| 10     | 9.61  | 2.69  | 0.56         | 36     | 63.53  | 47.16  | 54.36        |
| 11     | 10.16 | 2.98  | 0.69         | 37     | 70.01  | 53.80  | 65.27        |
| 12     | 10.76 | 3.29  | 0.85         | 38     | 77.50  | 61.55  | 78.61        |
| 13     | 11.41 | 3.63  | 1.04         | 39     | 85.97  | 70.61  | 95.03        |
| 14     | 12.11 | 4.02  | 1.26         | 40     | 95.66  | 81.27  | 115.31       |
| 15     | 12.86 | 4.45  | 1.52         | 41     | 106.81 | 93.85  | 140.51       |
| 16     | 13.68 | 4.92  | 1.82         | 42     | 119.67 | 108.75 | 171.99       |
| 17     | 14.60 | 5.45  | 2.18         | 43     | 134.58 | 126.50 | 211.56       |
| 18     | 15.12 | 6.04  | 2.59         | 44     | 151.95 | 147.74 | 261.60       |
| 19     | 16.56 | 6.70  | 3.07         | 45     | 172.28 | 173.28 | 325.34       |
| 20     | 17.69 | 7.44  | 3.64         | 46     | 196.22 | 204.19 | 407.11       |
| 21     | 18.92 | 8.26  | 4.31         | 47     | 224.55 | 241.80 | 512.84       |
| 22     | 20.27 | 9.19  | 5.09         | 48     | 258.28 | 287.85 | 650.67       |
| 23     | 21.75 | 10.23 | 6.00         | 49     | 298.71 | 344.63 | 831.99       |
| 24     | 23.36 | 11.40 | 7.08         | 50     | 347.50 | 415.14 | 1072.80      |
| 25     | 25.13 | 12.72 | 8.34         |        |        |        |              |

\*Según Kumbhojkar (1993)

*Fuente: Principios de ingeniería de cimentaciones, BRAJA M. Das*

$$N_c = 10.76$$

$$N_q = 3.29$$

$$N_\gamma = 0.85$$

Con los factores de diseño calculados (factores de resistencia), se puede aplicar la fórmula de capacidad de carga de Terzaghi para calcular la tensión última o de rotura:

$$q_u = 1.3 \cdot C \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$q_u = 393.39 \text{ kN/m}^2$$

El esfuerzo calculado es el real, pero para la práctica este valor se debe ver afectado por un factor de seguridad.

El factor de seguridad refleja la incertidumbre sobre las propiedades de los suelos y su determinación, la teoría de capacidad de carga que se use, las desviaciones sobre la

construcción, etc. El factor de seguridad debe ser de por lo menos de 3 a 4 en todos los casos. Para cargas axiales, se puede aplicar mayormente un valor de 3.

$$FS = 3$$

Por lo tanto, la resistencia admisible del suelo es:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = 131.13 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{adm} = 1.31 \text{ kg/cm}^2$$

### 3.2.1.2. Teoría de la capacidad de soporte de Meyerhof

Meyerhof en su teoría de capacidad de carga, toma en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento. Además, que las cimentaciones pueden tener una carga inclinada.

Geometría de la zapata:

Forma de la base: Cuadrada

Ancho:  $B = 1.8 \text{ m}$

Largo:  $L = 1.8 \text{ m}$

Profundidad de la zapata:  $D_f = 2 \text{ m}$

Características del suelo:

Peso específico del suelo:  $\gamma = 15.8 \text{ kN/m}^3$

Angulo de fricción interna:  $\phi = 15^\circ$  (Limo firme - Terzaghi)

Cohesión del suelo:  $C = 20 \text{ kN/m}^2$  (Limo firme - Terzaghi)

Carga distribuida a la profundidad  $Z$  del suelo:  $q$

$$q = D_f \cdot \gamma = 31.6 \text{ KN/m}^2$$

## Factores de cálculo

a) Factores de capacidad de carga:

**Tabla3.4: Factores de capacidad de carga**

| $\phi$ | $N_c$ | $N_q$ | $N_\gamma$ | $N_q/N_c$ | $\tan\phi$ | $\phi$ | $N_c$  | $N_q$  | $N_\gamma$ | $N_q/N_c$ | $\tan\phi$ |
|--------|-------|-------|------------|-----------|------------|--------|--------|--------|------------|-----------|------------|
| 0      | 5.14  | 1.00  | 0.00       | 0.20      | 0.00       | 26     | 22.25  | 11.85  | 12.54      | 0.53      | 0.49       |
| 1      | 5.38  | 1.09  | 0.07       | 0.20      | 0.02       | 27     | 23.94  | 13.20  | 14.47      | 0.55      | 0.51       |
| 2      | 5.63  | 1.20  | 0.15       | 0.21      | 0.03       | 28     | 25.80  | 14.72  | 16.72      | 0.57      | 0.53       |
| 3      | 5.90  | 1.31  | 0.24       | 0.22      | 0.05       | 29     | 27.86  | 16.44  | 19.34      | 0.59      | 0.55       |
| 4      | 6.19  | 1.43  | 0.34       | 0.23      | 0.07       | 30     | 30.14  | 18.40  | 22.40      | 0.61      | 0.58       |
| 5      | 6.49  | 1.57  | 0.45       | 0.24      | 0.09       | 31     | 32.67  | 20.63  | 25.99      | 0.63      | 0.60       |
| 6      | 6.81  | 1.72  | 0.57       | 0.25      | 0.11       | 32     | 35.49  | 23.18  | 30.22      | 0.65      | 0.62       |
| 7      | 7.16  | 1.88  | 0.71       | 0.26      | 0.12       | 33     | 38.64  | 26.09  | 35.19      | 0.68      | 0.65       |
| 8      | 7.53  | 2.06  | 0.86       | 0.27      | 0.14       | 34     | 42.16  | 29.44  | 41.06      | 0.70      | 0.67       |
| 9      | 7.92  | 2.25  | 1.03       | 0.28      | 0.16       | 35     | 46.12  | 33.30  | 48.03      | 0.72      | 0.70       |
| 10     | 8.35  | 2.47  | 1.22       | 0.30      | 0.18       | 36     | 50.59  | 37.75  | 56.31      | 0.75      | 0.73       |
| 11     | 8.80  | 2.71  | 1.44       | 0.31      | 0.19       | 37     | 55.63  | 42.92  | 66.19      | 0.77      | 0.75       |
| 12     | 9.28  | 2.97  | 1.69       | 0.32      | 0.21       | 38     | 61.35  | 48.93  | 78.03      | 0.80      | 0.78       |
| 13     | 9.81  | 3.26  | 1.97       | 0.33      | 0.23       | 39     | 67.87  | 55.96  | 92.25      | 0.82      | 0.81       |
| 14     | 10.37 | 3.59  | 2.29       | 0.35      | 0.25       | 40     | 75.31  | 64.20  | 109.41     | 0.85      | 0.84       |
| 15     | 10.98 | 3.94  | 2.65       | 0.36      | 0.27       | 41     | 83.86  | 73.90  | 130.22     | 0.88      | 0.87       |
| 16     | 11.63 | 4.34  | 3.06       | 0.37      | 0.29       | 42     | 93.71  | 85.38  | 155.55     | 0.91      | 0.90       |
| 17     | 12.34 | 4.77  | 3.53       | 0.39      | 0.31       | 43     | 105.11 | 99.02  | 186.54     | 0.94      | 0.93       |
| 18     | 13.10 | 5.26  | 4.07       | 0.40      | 0.32       | 44     | 118.37 | 115.31 | 224.64     | 0.97      | 0.97       |
| 19     | 13.93 | 5.80  | 4.68       | 0.42      | 0.34       | 45     | 133.88 | 134.88 | 271.76     | 1.01      | 1.00       |
| 20     | 14.83 | 6.40  | 5.39       | 0.43      | 0.36       | 46     | 152.10 | 158.51 | 330.35     | 1.04      | 1.04       |
| 21     | 15.82 | 7.07  | 6.20       | 0.45      | 0.38       | 47     | 173.64 | 187.21 | 403.67     | 1.08      | 1.07       |
| 22     | 16.88 | 7.82  | 7.13       | 0.46      | 0.40       | 48     | 199.26 | 222.31 | 496.01     | 1.12      | 1.11       |
| 23     | 18.05 | 8.66  | 8.20       | 0.48      | 0.42       | 49     | 229.93 | 265.51 | 613.16     | 1.15      | 1.15       |
| 24     | 19.32 | 9.60  | 9.44       | 0.50      | 0.45       | 50     | 266.89 | 319.07 | 762.89     | 1.20      | 1.19       |
| 25     | 20.72 | 10.66 | 10.88      | 0.51      | 0.47       |        |        |        |            |           |            |

\* Según Vesic (1973)

*Fuente: Principios de ingeniería de cimentaciones, BRAJA M. Das*

$$N_c = 10.98$$

$$N_q = 3.94$$

$$N_\gamma = 2.65$$

$$N_q / N_\gamma = 0.36$$

b) Factores de forma:

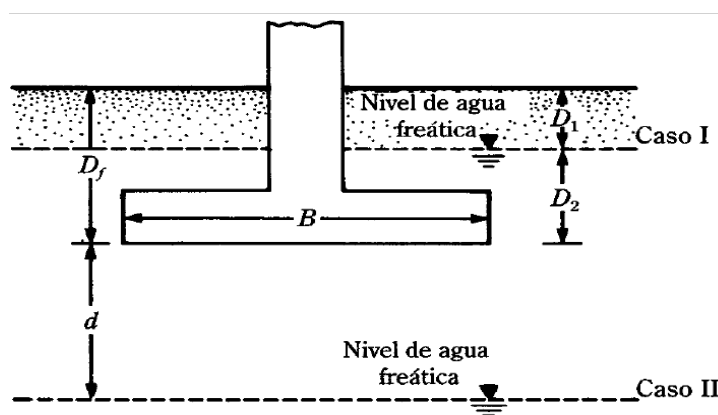
$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1.36$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \tan \phi' = 1.27$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) = 0.60$$

c) Factores de profundidad:

**Figura 3.3: Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel de aguas**



freáticas

### Caso III

Cuando el nivel freático se ubica de tal manera que  $d \geq B$ , el agua no tendrá efectos sobre la capacidad de carga última.

$$\frac{D_f}{B} < 1$$

*Fuente: Principios de ingeniería de cimentaciones, BRAJA M. Das*

$$F_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan \Phi \cdot (1 - \sin \Phi)^2 \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right) = 1.33$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right) = 1.44$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

d) Factores de inclinación:

Inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical:  $\beta$

$$\beta = 0$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2 = 1$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\Phi'}\right)^2 = 1$$

Una vez determinados los factores de cálculo, se puede aplicar la ecuación de Meyerhof:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

$$q_u = 663.14 \text{ kN/m}^2$$

Se toma un factor de seguridad de:

$$FS = 3$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = 221.05 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{adm} = 2.21 \text{ kg/cm}^2$$

Esta resistencia de 1.20 kg/cm<sup>2</sup> para el diseño fue validada mediante dos métodos teóricos como ser Terzaghi y Meyerhof los cuales dieron una carga admisible mayor de 1.31 kg/cm<sup>2</sup> y de 2.21 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente, con una cota de fundación de 1867m.

En el **Anexo II - (Estudio de suelos)**, se presentan los resultados detallados de la carga admisible a las diferentes profundidades de los pozos a analizar del presente trabajo.

### 3.3. Planteamiento estructural

Todos los elementos serán diseñados siguiendo estrictamente el Código Boliviano del Hormigón Armado (CBH-87)

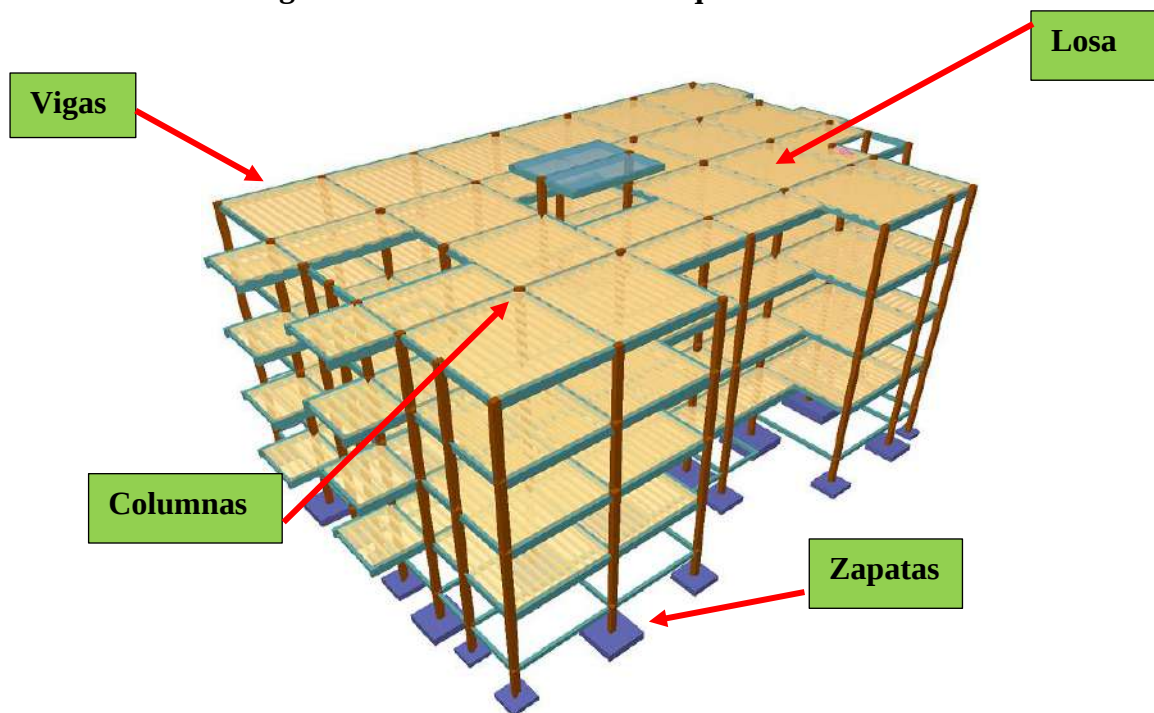
Justificando cada elección, y buscando siempre la mejor opción técnica y económica para el resultado final.

La descripción del modelo estructural obedece a la siguiente clasificación:

### 3.4. Estructura de Sustentación

- ✓ **Fundaciones:** Compuesta por zapatas aisladas, nivel de fundación a 2 m.
- ✓ **Columnas:** Compuesta por secciones rectangulares.
- ✓ **Vigas y sobrecimientos:** Compuestas de secciones rectangulares.
- ✓ **Entrepisos:** Constituidos por losas alivianadas con viguetas pretensadas.
- ✓ **Cubierta:** Constituida por losa alivianada con viguetas pretensadas.

**Figura N°3.4: Ilustración del Esquema Estructural**



*Fuente: CYPECAD 2018*

### 3.5. Análisis de acciones sobre la estructura

Las cargas y acciones que afectan a este proyecto fueron analizadas y calculadas según la normativa **Anteproyecto Norma Boliviana APNB 1225002-1** y también se tomó en cuenta el reglamento boliviano de hormigón **CBH-87**, para la determinación de los pesos de los elementos de hormigón armado.

#### 3.5.1. Estados de carga

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

#### 3.5.2. Análisis de cargas permanentes

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

##### 3.5.2.1. Peso propio de los elementos

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

El peso del piso se fijará con la siguiente expresión.

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

Donde:

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

$\gamma_{\text{piso}}$  = Peso específico del material a utilizar para el piso, se consideró un peso específico de 1800Kg/m<sup>3</sup>, para baldosa cerámica

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

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

El peso del cielo raso se determina con la siguiente expresión  $P_{\text{cr}} = \gamma_{\text{yeso}} * e$

Donde:

$P_{cr}$  = Peso del cielo raso ( $\text{Kg/m}^2$ )

$\gamma_{\text{Yeso}}$  = Peso específico del material a utilizar, se consideró un peso específico de  $1250 \text{ kg/m}^3$

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

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

**Carpeta de Nivelación.** - El mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como =  $2100 \text{ kg/m}^3$ .

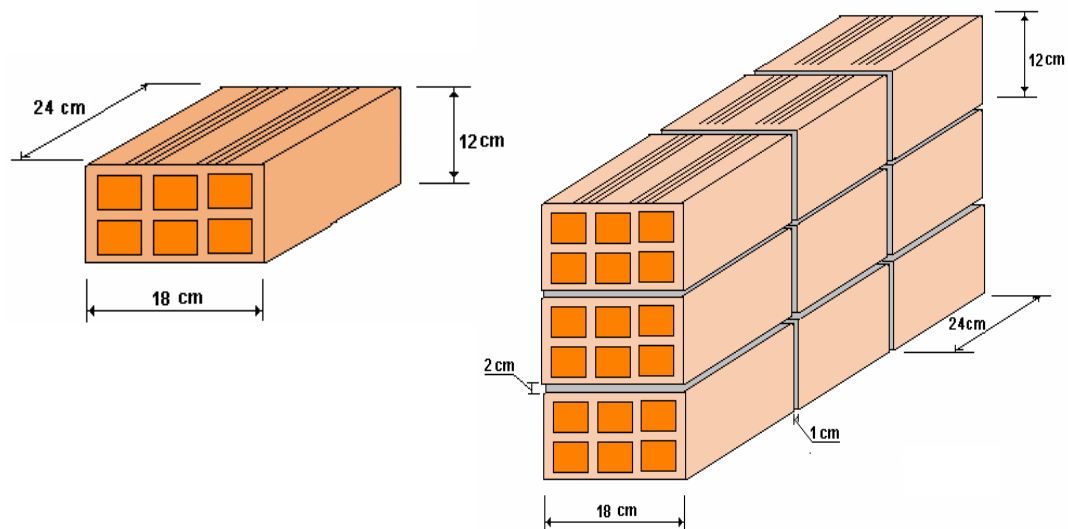
$$\text{Peso de la carpeta de nivelación: } 2100 \text{ kg/m}^3 * 0.02 \text{ m} = \mathbf{42 \text{ kg/m}^2}$$

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

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

Se empleará la carga de acabado (CM) =  $0.085 \text{ Tn/m}^2$  (CYPE)

**Carga de muro de ladrillo 6 huecos  $e=18 \text{ cm}$  (Exterior)**



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

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

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

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

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

$$\text{Vol. de mortero en m}^2 = 100 * 100 * 18 - 148055.04 = 31944.96 \text{ cm}^3/\text{m}^2 = 0.0319 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

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

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

$$28.56 \frac{\text{Pza}}{\text{m}^2} 3.6 \frac{\text{Kg}}{\text{Pza}} + 21 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \text{cm}} 1\text{cm} + 2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} 0.0319 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} = 2028.1 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

La altura del muro que se tiene es de h = 4 m, para lo cual el PM = 4 \* 2028.1 = 8112.4 Kg/m = 0.81 Tn/m (CYPE)

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

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

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

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

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

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

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

Peso de revestimiento por cm de espesor

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

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

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

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

La altura del muro es de 4 m para la planta baja por lo cual el peso muro por metro es:

$$P = 4 \text{ m} * 130.23 \text{ kg/m}^2 = 520.92 \text{ kg/m} = 0,52 \text{ Tn/m (CYPE)}$$

**Tabla 3.5: Resumen de cargas**

|                                                       |                         |
|-------------------------------------------------------|-------------------------|
| Sobrepiso y acabados                                  | 0.085 Tn/m <sup>2</sup> |
| Carga de muro de ladrillo 6 huecos e=18 cm (Exterior) | 0,81 Tn/m               |
| Carga de muro de ladrillo 6 huecos e=12 cm (Interior) | 0,52 Tn/m               |
| Vidrio e=10 mm                                        | 0,075 Tn/m              |
| Carga de barandado                                    | 0,030 Tn/m              |

*Fuente: Elaboración propia*

### 3.5.3. Análisis de cargas vivas o sobrecarga de uso

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

## Sobrecargas de Uso utilizadas en el Diseño

Tabla 3.6: Sobrecargas de Uso utilizadas en el Diseño

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

Fuente: Pedro Jiménez Montoya, Alvaro García Mesequer, Francisco Morán

### 3.5.3.1 Tanque de Agua

- **Dotación de agua**

Para el cálculo de la dotación de agua, se realizó mediante la utilización del Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias.

La tabla 1.3 recomienda para:

- ✓ Hoteles y similares 100- 200 L/ persona\*día

De acuerdo al plano arquitectónico las instalaciones contemplarán alrededor de 200 personas entre administrativos y personas particulares.

$$Cantidad_{requerida} = 100 \frac{\text{litros}}{\text{persona} * \text{día}} * 200 \text{ personas} = 20000 \text{ litros}$$

- **Dimensionamiento del Tanque elevado**

Para el cálculo del volumen útil de almacenamiento se aceptará al menos un volumen igual al consumo diario distribuido 60% (3/5) en el tanque enterrado y 40% (2/5) en el

tanque elevado. (REGLAMENTO NACIONAL DE INSTALACIONES SANITARIAS DOMICILIARIAS) (Tercera revisión mayo 2011).

Una vez calculada la cantidad de agua requerida, se elegirán tanques que se encuentren en el mercado.

La capacidad calculada fue las siguiente:

✓ **Tanque elevado:**  $20000 \text{ litros} * 0.40 = 8000 \text{ litros}$

Se optará por **2 tanques de 5000 litros** de capacidad.

✓ **Tanque enterrado:**  $20000 \text{ litros} * 0.60 = 12000 \text{ litros}$

Se optará por **2 tanques elevados de 5000 litros** de capacidad y **1 tanque enterrado con capacidad de 12000 litros**.

**Figura N°3.5: Capacidades de Tanques de Almacenamiento de Agua.**

| <div> <div>TANQUES DE AGUA</div> <div>DE 300 A 25.000 LITROS</div> <div> <div>FABRICADOS POR:</div> <div>  <b>PLAXBURG</b> </div> </div> <div>  </div> </div> |     |     |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |       |       |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|
| ESPECIFICACIONES TÉCNICAS*                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |     |     |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |       |       |
| CAPACIDAD (L)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | 300 | 450 | 650  | 900  | 1000 | 1200 | 1500 | 2000 | 2500 | 3000 | 3500 | 5000 | 10000 | 20000 |
| ALTURA (mm)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | 730 | 930 | 1210 | 1200 | 1220 | 1290 | 1250 | 1530 | 1935 | 1700 | 1880 | 2030 | 2610  | 3234  |
| DIÁMETRO (mm)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | 850 | 850 | 930  | 1040 | -    | 1200 | -    | 1400 | 1400 | 1750 | 1750 | 2000 | 2320  | 2957  |
| ANCHO (mm)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | -   | -   | -    | -    | 1100 | -    | 1150 | -    | -    | -    | -    | -    | -     | -     |
| LARGO (mm)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | -   | -   | -    | -    | 1200 | -    | 1600 | -    | -    | -    | -    | -    | -     | -     |

\* VOLUMENES Y DIMENSIONES NOMINALES (±2%) \*\* TANQUES HORIZONTALES TIPO CISTERNA

*Ilustración de Capacidades de Tanques de Almacenamiento de Agua [Figura]. Recuperado de <https://www.plaxburg.com/folleto-pdf/folletoTanques.pdf>*

- Cálculo del peso de los tanques elevados de agua:

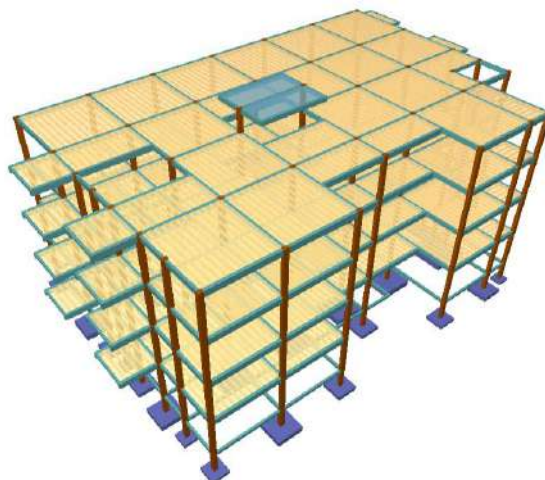
$$Volumen_{Tanque} = 10000 \text{ lt} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ lt}} = 10 \text{ m}^3$$

$$Peso_{Tanque} = \frac{\gamma_{Agua} * Volumen_{Tanque}}{Area_{Losa}}$$

$$Peso_{Tanque} = \frac{10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 10 \text{ m}^3}{5 \text{ m} * 6 \text{ m}} = 3.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Los dos tanques de agua serán ubicados en una losa por encima de la losa de azotea para resistir el peso de los tanques llenos de agua. Dicha losa tendrá una dimensión de 5.0 m \* 6 m, para poder brindar facilidad de movimiento a una persona al momento de realizar mantenimiento.

**Figura N°3.6: Losa de Apoyo para el Tanque de Almacenamiento de Agua.**



*Ilustración de Losa de apoyo para el Tanque de almacenamiento de agua. [Figura].*

#### 3.5.4. Diseño de Junta de Dilatación

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

- en regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a 10 °C), 25 m.
- en regiones húmedas y de temperatura poco variable (variación no mayor de 10 °C), 50 m.

Datos Generales:

$$\alpha_t = 1.0 * 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$$

$$\Delta T = T_{max} - T_{min}$$

La diferencia máxima de temperatura en un mismo día, registrada para el Departamento de Tarija fue proporcionada por el SENAMHI, la cual fue de **30.8 °C** para una temperatura máxima y **-1.5 °C** para una temperatura mínima **registrada** el 1 de junio de 2016.

$$T_{max} = 30.8\text{ }^{\circ}\text{C} \quad T_{min} = -1.5\text{ }^{\circ}\text{C}$$

### **Cálculo del espesor de la junta Método Empírico "según J. Calavera":**

Cierre máximo teórico de las juntas  $C_t$  es la siguiente

$$C_t = \alpha_t * \Delta T * L$$

$$C_t = 1.0 * 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1} * (30.8\text{ }^{\circ}\text{C} - (-1.5\text{ }^{\circ}\text{C})) * 25\text{ m}$$

$$C_t = 0.008075\text{ m} = 0.8075\text{ cm}$$

**Ancho de juntas:** Para tener en cuenta la tolerancia de construcción y las características de deformabilidad del material de sellado de la junta, se dispondrá un ancho de junta.

$$a = K_j * C_t$$

$K_j = 2$  Para edificios sin calefacción.

$K_j = 1.7$  Para edificios con calefacción, pero sin aire acondicionado.

$K_j = 1.4$  Para edificios con calefacción y aire acondicionado.

El ancho mínimo de juntas debe ser, en cualquier caso, de 25 mm.

$$a = 2 * 0.8075 = 1.62\text{ cm}$$

Por cuestiones constructivas se podría considerar una **junta de 3 cm** constructivamente debido al espesor de la madera de encofrado de ancho 1 pulgada, sin embargo, al tener el edificio un ancho de 25 m no es necesario la colocación de una junta en el proyecto.

## **3.6. Cálculo y diseño estructural**

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

### **3.6.1. Datos para el cálculo estructural**

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

**Tabla 3.7: Datos de entrada para el cálculo.**

| Dato                         | Valor                 | Unidades |
|------------------------------|-----------------------|----------|
| resistencia del hormigón     | H-21 Control normal   | MPa      |
| resistencia del acero        | AH-500 Control normal | MPa      |
| tamaño máximo de árido       | 15                    | mm       |
| esfuerzo admisible del suelo | 0,012                 | MPa      |

*Fuente: Elaboración propia*

**Predimensionamiento de vigas y pilares.** - El predimensionamiento de los elementos estructurales de vigas y pilares será llevado a cabo siguiendo las recomendaciones empíricas que siguen a continuación:

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

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

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

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

**Disposición de las cargas de servicio.** -

Para cargar a la estructura con las cargas de servicio se utilizó alternancia de cargas, tal como recomienda la norma CBH-87, el procedimiento consistirá en alternar las cargas de

servicio en forma de tablero de ajedrez, los espacios cargados y no cargados estarán delimitados por las vigas de los entrepisos.

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

### **3.6.2. Elementos más solicitados**

Una vez calculado todo el edificio con el programa CYPECAD 2018, se revisaron los resultados de los esfuerzos en cada una de las piezas estructurales y se compararon para designar los elementos más solicitados de toda la edificación.

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

**Tabla 3.8: Elementos más solicitados**

| Elemento | Ubicación                               |
|----------|-----------------------------------------|
| Viga     | Entre las columnas P5 – P10 primer piso |
| Columna  | P17 a nivel segundo piso                |
| Zapata   | De la columna P17                       |

*Fuente: Elaboración propia*

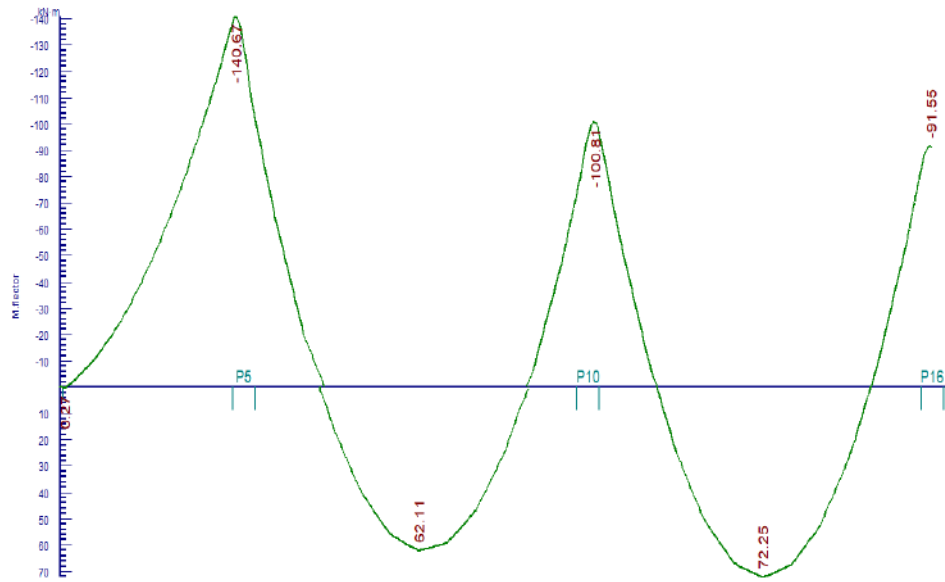
### **3.6.3. Esfuerzos de cálculo de los elementos más solicitados**

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

### 3.6.3.1. Viga

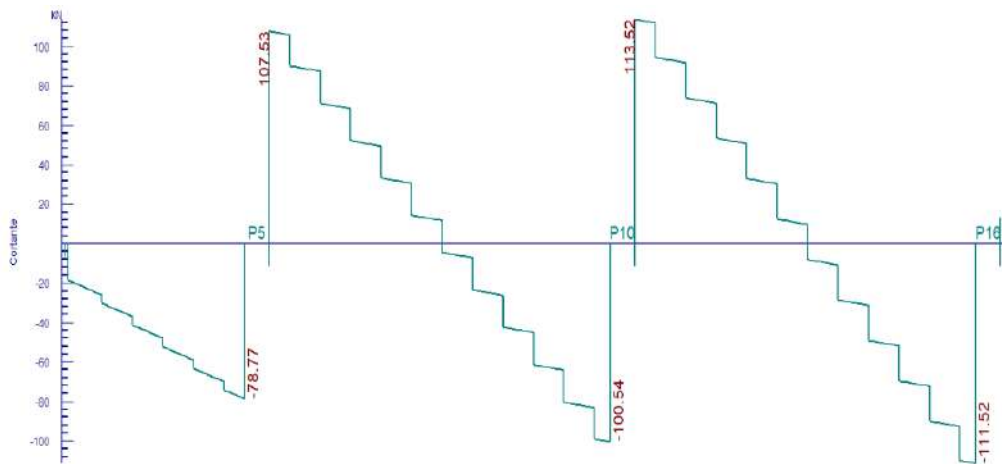
Los esfuerzos de cálculo en los E.L.U. vienen dados por las envolventes:

**Figura 3.7: Envolvente del Momento Flector en E.L.U. para la viga**



*Fuente: CYPECAD 2018*

**Figura 3.8: Envolvente del Cortante en E.L.U. para la viga**



*Fuente: CYPECAD 2018*

### 3.6.3.2. Columna

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

**Figura 3.9: Esfuerzos de diseño de la columna P17**

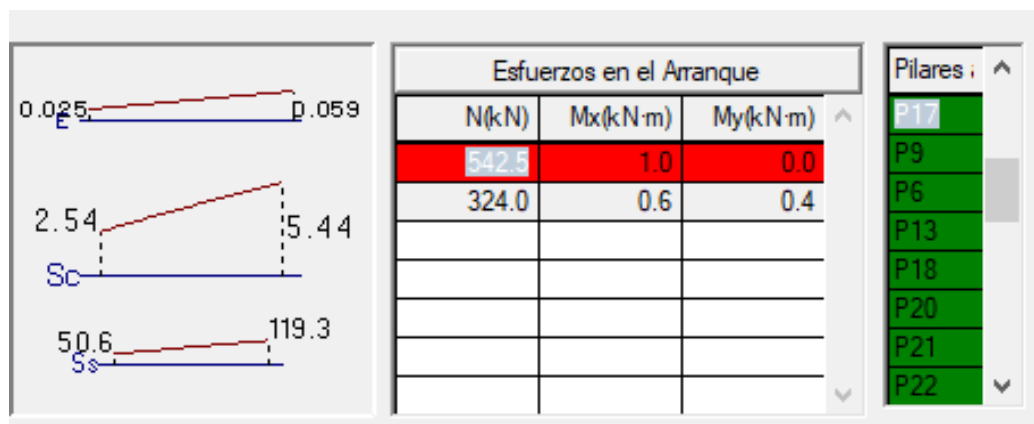


*Fuente: CYPECAD 2018*

### 3.6.3.3. Zapata

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

**Figura 3.10: Esfuerzos de diseño de la zapata P17**



*Fuente: CYPECAD 2018*

### 3.6.4. Análisis de los miembros más solicitados

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

#### 3.6.4.1. Losa

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

Según CBH-87 en el punto **9.9.10.4.3** dice, los forjados de semiviguetas o nervados, tendrán una placa superior de hormigón cuyo espesor  $h_0$ , cumplirá en todo punto las siguientes condiciones:

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

Datos:

$a = 22$  cm mitad del ancho del complemento

$h = 20$  cm canto de la bovedilla

Solución:

Altura de la carpeta de compresión:

Se asume una carpeta de compresión de 5 cm:

$$h_0 \geq \frac{a}{6} \geq 3 \text{ cm}$$

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

#### Altura H y tipo de vigueta

La altura del complemento y el tipo de vigueta están determinados por la longitud que debe cubrir la vigueta, estos parámetros ya se encuentran estandarizados por el fabricante.

**Figura 3.11: Altura del complemento y tipo de vigueta**



| SECCIÓN DE LOSA | TIPO DE PLASTOFORMO | DIMENSIONES |    |    |    | PESO PROPIO       | VOLUMEN DE HORMIGÓN            | DOSIFICACIÓN DE HORMIGÓN |         |                |                |
|-----------------|---------------------|-------------|----|----|----|-------------------|--------------------------------|--------------------------|---------|----------------|----------------|
|                 |                     | a           | h  | e  | d  |                   |                                | Agua                     | Cemento | Arena          | Cascajo        |
|                 |                     | cm          | cm | cm | cm | kg/m <sup>2</sup> | m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> | lts                      | kg      | m <sup>3</sup> | m <sup>3</sup> |
|                 | PB 10/100/44        | 50          | 10 | 5  | 15 | 165               | 0,054                          | 10                       | 20      | 0,030          | 0,043          |
|                 | PB 12/100/44        | 50          | 12 | 5  | 17 | 178               | 0,059                          | 11                       | 22      | 0,032          | 0,047          |
|                 | PB 15/100/44        | 50          | 15 | 5  | 20 | 196               | 0,067                          | 13                       | 25      | 0,037          | 0,054          |
|                 | PB 15/100/34        |             |    |    |    | 235               | 0,083                          | 16                       | 31      | 0,046          | 0,066          |

*Fuente: Ficha técnica Pretensa*

- Cargas actuantes en la losa de entrepiso**

$$\begin{aligned}
 \text{Peso acabado} &= 85 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Peso propio de la losa} &= 196 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Carga viva} &= 300 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$CM=281 \text{ kg/m}^2 \qquad CV=300 \text{ kg/m}^2$$

Combinación de carga:

$$Q=1,6 \cdot CM+1,6 \cdot CV \rightarrow Q=929,6 \text{ kg/m}^2$$

De la tabla anterior sabemos que “a” es igual a 50 cm.

$$q = 1008 \cdot 0,50 \text{ m} = 464,8 \text{ kg/m}$$

Longitud de la losa mayor, se presenta una vigueta de longitud L = 6,4 m

Momento flector que debe resistir las viguetas prefabricadas:

$$M_{max} = \frac{q \cdot L^2}{8} = 2379,78 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Según la ficha técnica propuesta por la empresa PRETENSA nos proporciona sus tipos de viguetas y sus respectivos esfuerzos admisibles según producción estándar. Para la

Vigueta Tipo 8 su momento flector admisible es de 2379,78 kg·m cumpliendo así con lo requerido, entonces se usará Vigueta Tipo 8 en las losas de entrepiso.

$$M_{max} < M_{adm}$$

$$2379,78 \text{ kg}\cdot\text{m} < 2790 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**TABLA 3.9: Momentos admisibles**

| Eje entre viguetas | Tipos de viguetas- Momento admisibles para 0,5 m |                |                |                |                |                |                |                |
|--------------------|--------------------------------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| a<br>(cm)          | TIPO 1<br>kg.m                                   | TIPO 2<br>kg.m | TIPO 3<br>kg.m | TIPO 4<br>kg.m | TIPO 5<br>kg.m | TIPO 6<br>kg.m | TIPO 7<br>kg.m | TIPO 8<br>kg.m |
| 50                 | 732                                              | 1050           | 1165           | 1470           | 1743           | 1949           | 2247           | 2790           |

*Fuente: Ficha Técnica Pretensa*

- **Cálculo de la armadura de distribución**

En la carpeta de compresión de hormigón se colocará una armadura de distribución constituida por barras separadas como máximo de 30 cm, y en dirección perpendicular a las viguetas, cuya área  $A_s$  en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , cumplirá la condición:

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

Dónde:

$h_o = 5 \text{ cm}$  : Espesor en cm de la losa de hormigón en el centro de la pieza.

$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$ : Resistencia de cálculo de la armadura de reparto en MPa.

$$\frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} = \frac{50 \cdot 5\text{cm}}{434,78\text{MPa}} = 0,575\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\frac{200}{f_{yd}} = \frac{200}{434,78\text{MPa}} = 0,46\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \geq 0,575 \geq 0,46$$

Por lo tanto la armadura de reparto a usar es:

$$A_s = 0,575 \text{ cm}^2/m$$

Se considerara un diametro mnimo de las barras de:  $\emptyset = 6 \text{ mm}$  ;  $A_{s \phi 6} = 0,283 \text{ cm}^2$  y una separacion entre barras de 30 cm como máximo.

El numero de barras necesarias por cada metro es de ( $N^\circ Fe$ ):

$$N^\circ Fe = \frac{A_s}{A_{s \phi 6}} = 3 \text{ barras/m}$$

$$A_{s \phi 10} = 3 * 0,283 \text{ cm}^2 = 0,849 \text{ cm}^2/m$$

Dónde:

$$0,849 > 0,575 \quad \textbf{Satisfactorio.}$$

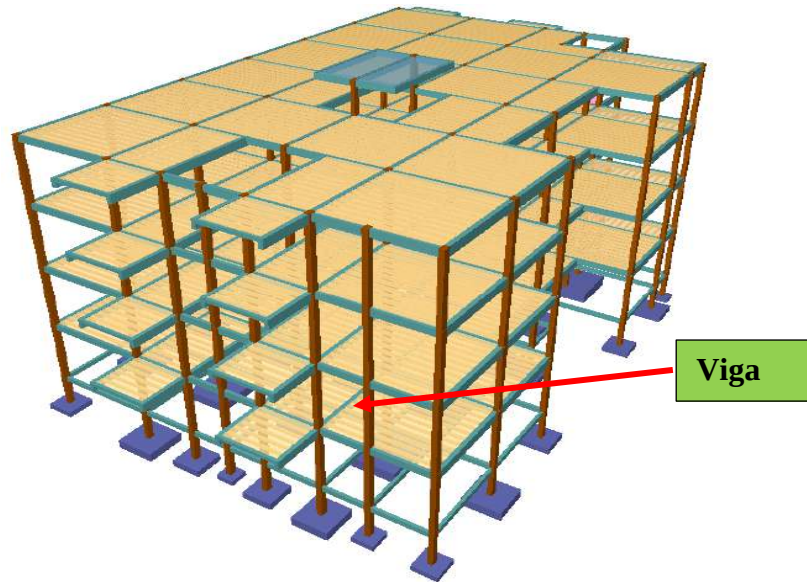
***Por lo tanto se utilizaran: 3 $\emptyset$ 6mm c/30 cm***

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. Por lo que estas armaduras se dispondran sobre la losa como una parrilla, formando recuadros de 30x30 cm.

### 3.6.4.2. Viga

Los cálculos y diseño serán realizados para los estados limites últimos E.L.U. y para los estados límites de servicio E.L.S.

**Figura 3.12: Ubicación de la viga de diseño (VIGA 44)**



*Fuente: CYPECAD 2018*

#### 3.6.4.2.1. -Diseño en E.L.U.

Se verificarán las armaduras necesarias para resistir los máximos esfuerzos mayorados.

#### 3.6.4.2.2. Diseño de la viga que esta entre el pilar P5 – P10 de la primera planta a flexión y corte

$$M_d = 6212 \text{ kg.m} \quad d = h - d_1 = 50 - 2.5 = 47.5 \text{ cm}$$

$$L = 5,80 \text{ m}$$

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

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 2.5 \text{ cm}$$

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

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\mu_{lim} = 0.319$$

### **Armadura longitudinal**

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_d < 0.319$$

$$\mu_d = \frac{621200}{25 \cdot 47.5^2 \cdot 140} = 0.0787 \rightarrow 0.0787 < 0.319 \text{ no necesita armadura a compresion}$$

### ✓ **Momento positivo**

Con  $\mu_d$  se hace referencia a tabla (ANEXO 1)  $\rightarrow w_s = 0,0835 \rightarrow$  *Cuantía mecánica*

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

$$A_s = 0.0835 \cdot 25 \cdot 47.5 \cdot \frac{140}{4347.83} = 3.19 \text{ cm}^2$$

Del Cuadro N° A 6  $\rightarrow w_{s \text{ mín}} = 0,0028 \rightarrow$  *Cuantía mecánica mínima*

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0028 \cdot 25 \cdot 47.5 = 3.325 \text{ cm}^2$$

### **Número de barras y diámetro:**

Se adopta el mayor valor, la armadura es de **3.325 cm<sup>2</sup>**

$$2\phi 10 \text{ mm} \Rightarrow 2 * \frac{\pi}{4} * 1.0^2 = 1.571 \text{ cm}^2$$

$$2\phi 12 \text{ mm} \Rightarrow 2 * \frac{\pi}{4} * 1.2^2 = 2.262 \text{ cm}^2$$

$$3.833 \text{ cm}^2 > 3.325 \text{ cm}^2$$

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

$$s = \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} \cdot \phi - 2 \cdot r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1} =$$
$$s = \frac{25\text{cm} - 2 \cdot 1.2\text{cm} - 2 \cdot 1.0\text{cm} - 2 \cdot 2.5\text{cm}}{4 - 1} = 5.20\text{cm}$$

**Para el momento positivo se usará:  $2\phi 10\text{mm} + 2\phi 12\text{mm}$**

### ✓ Determinación de la Armadura Negativa (izquierda)

$$M_{\text{izquierdo}} = 14067 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_d < 0.319$$

$$\mu_d = \frac{1406700}{25 \cdot 47.5^2 \cdot 140} = 0.178$$

→  $0.178 < 0.319$  no necesita armadura a compresion

Con  $\mu_d$  se hace referencia a tabla 6 (ANEXO 1) →  $w_s = 0.2030$  Cuantía mecánica

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

$$A_s = 0.2030 \cdot 25 \cdot 47.5 \cdot \frac{140}{4347.83} = 7.762 \text{ cm}^2$$

De la Tabla 5 “CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS” para AEH -500”

→  $w_{s \text{ mín}} = 0.0028$  → Cuantía mecánica mínima

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0028 \cdot 25 \cdot 47.5 = 3.325 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s \geq A_{s \text{ mín}}$ , se adoptará la mayor área la cual es  $A_s = 7.762 \text{ cm}^2$

$$4\phi 16 \text{ mm} \Rightarrow 4 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 1.6^2 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$8.04 \text{ cm}^2 > 7.762 \text{ cm}^2$$

**(Adoptamos  $4\phi 16\text{ mm}$ )**

**Determinación de la separación de las barras dentro de la pieza.**

$$s = \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} \cdot \phi - 2 \cdot r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$
$$s = \frac{25\text{cm} - 4 \cdot 1.6\text{cm} - 2 \cdot 2.5\text{cm}}{4 - 1} = 4.53\text{cm}$$

|                                                                                    |
|------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Para el momento negativo izquierdo se usará: <math>4\phi 16\text{mm}</math></b> |
|------------------------------------------------------------------------------------|

**Determinación de la Armadura Negativa (derecha):**

$$M_{\text{derecho}} = 10081\text{kg} \cdot \text{m}$$

Momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_d < 0.319$$

$$\mu_d = \frac{1008100}{25 \cdot 47.5^2 \cdot 140} = 0.128$$

$\rightarrow 0.128 < 0.319$  *no necesita armadura de compresion*

Con  $\mu_d$  se hace referencia a tabla 6 (ANEXO 1)  $\rightarrow w_s = 0.1402$  *Cuantía mecánica*

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

$$A_s = 0.1402 \cdot 25 \cdot 47.5 \cdot \frac{140}{4347.83} = 5.361\text{ cm}^2$$

De la Tabla 5 “CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS para AEH -500”

$\rightarrow w_{s\text{ mín}} = 0.0028 \rightarrow$  *Cuantía mecánica mínima*

$$A_{s\text{ mín}} = w_{s\text{ mín}} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s\text{ mín}} = 0.0028 \cdot 25 \cdot 47.5 = 3.325\text{cm}^2$$

Como  $A_s \geq A_{s\text{ mín}}$ , se adoptará la mayor área la cual es  $A_s = 5.361\text{ cm}^2$

- **Numero de barras y diámetro**

Como  $A_s > A_{s\text{ mín}}$ , se adopta el mayor, la armadura es de:

$$A_s = 5.361 \text{ cm}^2$$

$$3\phi 16 \text{ mm} \Rightarrow 3 * \frac{\pi}{4} * 1.6^2 = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$6.03. \text{ cm}^2 > 5.361 \text{ cm}^2$$

**(Adoptamos 3φ 16 mm)**

**Determinación de la separación de las barras dentro de la pieza.**

$$s = \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} * \phi - 2 * r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{25 \text{ cm} - 3 * 1.6 \text{ cm} - 2 * 2.5 \text{ cm}}{3 - 1} = 7.60 \text{ cm}$$

**Para el momento negativo derecho se usará: 3Ø16mm**

#### 3.5.5.3.4. Armadura transversal izquierda

Cálculo del cortante de la izquierda

$$V_d = 10753 \text{ Kg}$$

$$d = h - d_1 = 50 - 2.5 = 47.5 \text{ cm}$$

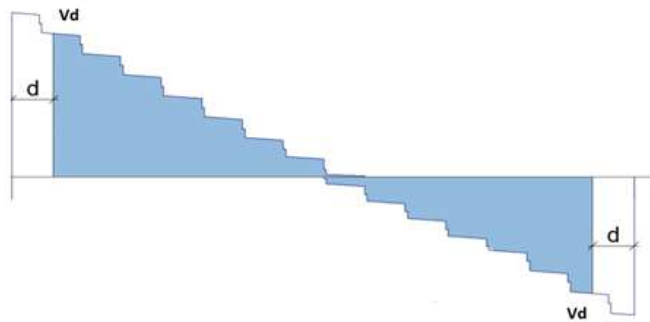
$$b_w = 25 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 2.5 \text{ cm}$$

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

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



$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{4200}{1.15} = 3652.17 \text{ kg/cm}^2$$

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

La resistencia convencional del hormigón a cortante es:

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

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al esfuerzo cortante

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

$$V_{cu} = 5.92 \cdot 25 \cdot 47.5 = 7030 \text{ kg}$$

- **Cortante de agotamiento por compresión del alma:**

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

$$V_{ou} = 0.30 \cdot 140 \cdot 25 \cdot 47.5 = 49875 \text{ Kg}$$

- Caso 1:

Utilizar armadura mínima:

$$\text{Si: } V_{cu} \geq V_d \rightarrow \text{Necesita armadura transversal}$$

$$7030 \geq 10753 \quad \text{No Cumple !!!}$$

- Caso 2:

Calcular la armadura transversal:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$7030 < 10753 < 49875 \quad \text{Cumple !!!}$$

- Caso 3:

Es necesario aumentar las dimensiones de la sección:

$$V_d \geq V_{ou}$$

$$10753 \geq 49875 \quad \text{No Cumple !!!}$$

- **Cortante resistida por el acero:**

Como estamos en el caso 2 son válidas las dimensiones de la viga, pero en las proximidades de sus apoyos, hay que disponer de armadura transversal para el exceso de esfuerzo cortante.

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 10753 - 7030 = \mathbf{3723 \text{ kg}}$$

- **Armadura Transversal:**

$$A_s = \frac{V_{su} * s}{0.90 * d * f_{yd}} = \frac{3723 \text{ kg} * 100 \text{ cm}}{0.90 * 47.5 \text{ cm} * 3652.17 \text{ kg/cm}^2} = 2.38 \text{ cm}^2$$

- **Armadura Transversal mínima:**

$$A_{smin} = 0.02 * b_w * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{smin} = 0.02 * 25 * 100 * \frac{140}{3652.17} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor de las dos sería: **2.38 cm<sup>2</sup>**

Para una pierna seria:

$$A_{st1} = \frac{2.38}{2} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Adoptamos un diámetro de **ϕ 6 mm**

Área de la barra  $A_{s \phi 8} = 0.283 \text{ cm}^2$

Número de estribos

$$N^{\circ}_{estribos} = \frac{1.19}{0.283} = 4.205 \approx 5$$

Armadura de las barras

$$A_{st1} = 0.283 * 5 = 1.415 \text{ cm}^2$$

Distribución de las barras

$$S = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$0.85.d = 0.85 * 47.5 = 40.38 \text{ cm}$$

$$S_{max} \leq 20. \phi As \text{ long} = 20 * 16 = 32 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm}$$

Asumimos S=20 cm

**Para el cortante de la izquierda se usará: ϕ6 c/20cm**

### Armadura transversal para la derecha

$$V_d = 10054 \text{ kg}$$

La resistencia convencional del hormigón a cortante es:

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

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al esfuerzo cortante

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

$$V_{cu} = 5.92 \cdot 25 \cdot 47.5 = 7030 \text{ kg}$$

- **Cortante de agotamiento por compresión del alma:**

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

$$V_{ou} = 0.30 \cdot 140 \cdot 25 \cdot 47.5 = 49875 \text{ Kg}$$

- Caso 1:

Utilizar armadura mínima:

$$\text{Si: } V_{cu} \geq V_d \rightarrow \text{Necesita armadura transversal}$$

$$7030 \geq 10054 \quad \text{No Cumple !!!}$$

- Caso 2:

Calcular la armadura transversal:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$7030 < 10054 < 49875 \quad \text{Cumple !!!}$$

- Caso 3:

Es necesario aumentar las dimensiones de la sección:

$$V_d \geq V_{ou}$$

$$10054 \geq 49875 \quad \text{No Cumple !!!}$$

- **Cortante resistida por el acero:**

Como estamos en el caso 2 son válidas las dimensiones de la viga, pero en las proximidades de sus apoyos, hay que disponer de armadura transversal para el exceso de esfuerzo cortante.

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 10054 - 7030 = \mathbf{3024 \text{ kg}}$$

- **Armadura Transversal:**

$$A_s = \frac{V_{su} * s}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{3024 \text{ kg} * 100 \text{ cm}}{0,90 * 47,5 \text{ cm} * 3652,17 \text{ kg/cm}^2} = \mathbf{1,94 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

- **Armadura Transversal mínima:**

$$A_{smin} = 0,02 * b_w * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{smin} = 0,02 * 25 * 100 * \frac{140}{3652,17} = \mathbf{1,92 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Se escoge el área mayor de las dos que sería: **1.94 cm<sup>2</sup>/m**

Para una pierna sería:

$$A_{st1} = \frac{1,94}{2} = \mathbf{0,97 \text{ cm}^2}$$

Adoptamos un diámetro de **ϕ 6 mm**

Área de la barra  $A_{s \phi 8} = 0,283 \text{ cm}^2$

Numero de estribos

$$N^{\circ}_{estribos} = \frac{0,97}{0,283} = \mathbf{3,427 \approx 4}$$

Armadura de las barras

$$A_{st1} = 0,283 * 4 = \mathbf{1,13 \text{ cm}^2}$$

Distribución de las barras

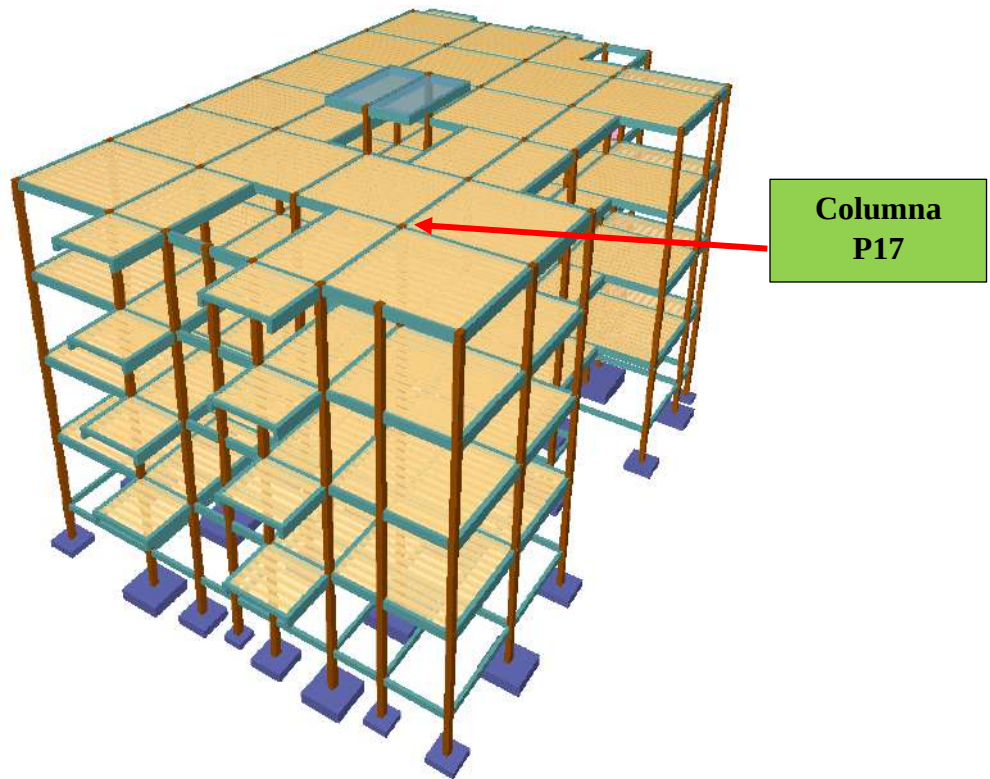
$$S = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$0,85 * d = 0,85 * 47,5 = 40,38 \text{ cm}$$



### 3.6.4.3. Columna

Figura 3.14: Diseño Estructural de la Columna P17



Fuente: CYPE CAD 2018

#### Datos de la columna P17.

|                                   |                                              |
|-----------------------------------|----------------------------------------------|
| Axil de Calculo                   | $N_{max} = 87710 \text{ kg}$                 |
| Dimensiones                       | $a = b = 35 \text{ cm}$                      |
| Área                              | $A = 1200 \text{ cm}^2$                      |
| Momento de cálculo en dirección x | $M_x = 5750 \text{ kg.m}$                    |
| Momento de cálculo en dirección y | $M_y = 3302 \text{ kg.m}$                    |
| Recubrimiento Mecánico            | $r_{mec} = 2,5 + 0,6 + 0,8 = 3,9 \text{ cm}$ |
| Canto Útil                        | $d = 31,1 \text{ cm}$                        |

- Resistencia de cálculo de los materiales**

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,50} = \frac{210}{1,50} = 140 \frac{kg}{cm^2} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = 4347,83 \frac{kg}{cm^2}$$

**Para la Viga de 20x30 se tiene:**

$$I_x = 45000,00 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 20000,00 \text{ cm}^4$$

**Para la Viga de 25x50 se tiene:**

$$I_x = 260416,67 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 65104,17 \text{ cm}^4$$

**Para la Columna de 35x35 se tiene:**

$$I_x = 125052,08 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 125052,08 \text{ cm}^4$$

- Longitud de pandeo.**

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{cx1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{Vx3}}{L_{V3}} + \frac{I_{Vx4}}{L_{V4}} + \frac{I_{Vy1}}{L_{V1}} + \frac{I_{Vy2}}{L_{V2}}}$$

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{125052,08 \text{ cm}^4}{340} + \frac{125052,08 \text{ cm}^4}{320}}{\frac{260416,67 \text{ cm}^4}{650} + \frac{260416,67 \text{ cm}^4}{650} + \frac{65104,17 \text{ cm}^4}{400} + \frac{65104,17 \text{ cm}^4}{660}} = 0,71$$

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{I_{cy1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cy2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{Vy3}}{L_{V3}} + \frac{I_{Vy4}}{L_{V4}} + \frac{I_{Vx1}}{L_{V1}} + \frac{I_{Vx2}}{L_{V2}}}$$

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{125052,08 \text{ cm}^4}{340} + \frac{125052,08 \text{ cm}^4}{320}}{\frac{65104,17 \text{ cm}^4}{650} + \frac{65104,17 \text{ cm}^4}{650} + \frac{260416,67 \text{ cm}^4}{400} + \frac{260416,67 \text{ cm}^4}{660}} = 0,61$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{cx3}}{L_{c3}} + \frac{I_{cx2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{Vx7}}{L_{V7}} + \frac{I_{Vx8}}{L_{V8}} + \frac{I_{Vy5}}{L_{V5}} + \frac{I_{Vy6}}{L_{V6}}}$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{125052.08 \text{ cm}^4}{150} + \frac{125052.08 \text{ cm}^4}{320}}{\frac{45000 \text{ cm}^4}{650} + \frac{45000 \text{ cm}^4}{650} + \frac{20000 \text{ cm}^4}{400} + \frac{20000 \text{ cm}^4}{660}} = 5,60$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{I_{cy3}}{L_{c3}} + \frac{I_{cy2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{Vy7}}{L_{V7}} + \frac{I_{Vy8}}{L_{V8}} + \frac{I_{Vx5}}{L_{V5}} + \frac{I_{Vx6}}{L_{V6}}}$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{125052.08 \text{ cm}^4}{150} + \frac{125052.08 \text{ cm}^4}{320}}{\frac{20000 \text{ cm}^4}{650} + \frac{20000 \text{ cm}^4}{650} + \frac{45000 \text{ cm}^4}{400} + \frac{45000 \text{ cm}^4}{660}} = 5,05$$

$$\psi_{AX} = 0,71 ; \psi_{BX} = 5,60$$

$$\psi_{AY} = 0,61 ; \psi_{BY} = 5,05$$

#### 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 = 0,152 cm

Altura Total = 15.85 m. = 1585 cm.

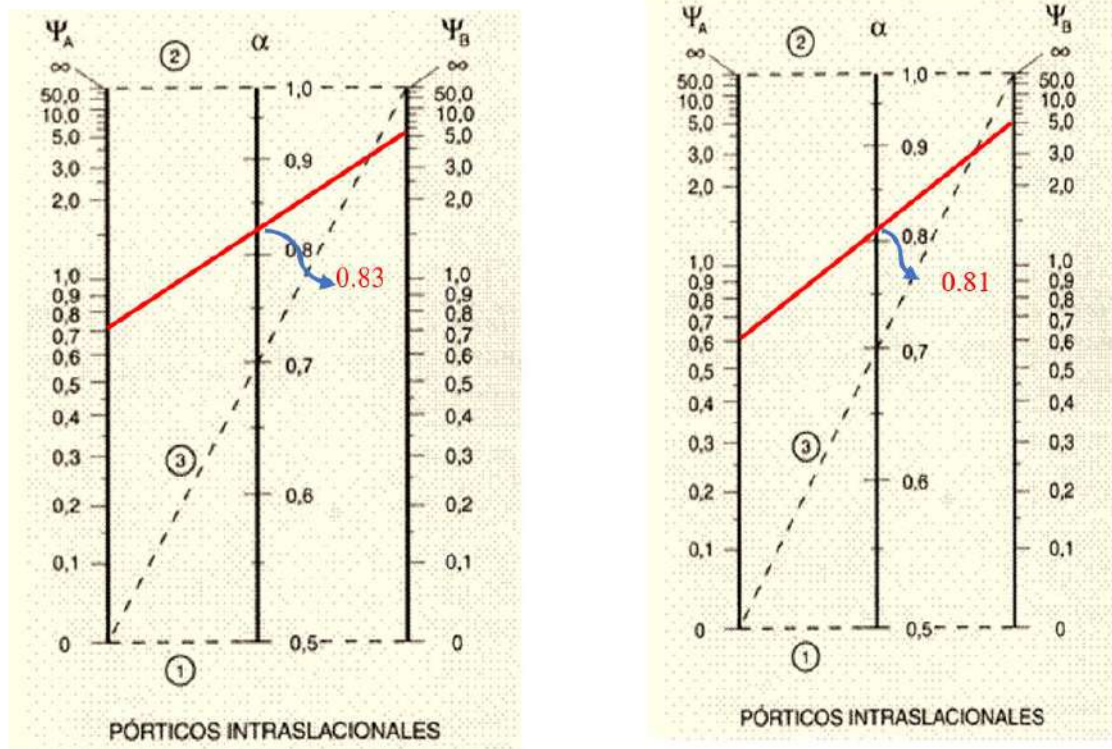
$$\frac{1}{750} * 1585 \text{ cm} > 0.152 \text{ cm}$$

$$2,11 \text{ cm} > 0,152 \text{ cm OK!}$$

Se considera pórtico: **Intraslacional**

Con estos valores se ingresa al Nomograma confeccionado por Jackson y Moreland correspondiente a pórticos intraslacionales obteniendo de este modo el factor de longitud de pandeo " $\alpha$ " y con este valor la longitud de pandeo " $l_0$ ".

**FIGURA 3.15: Nomograma para Determinar la Longitud de Pandeo**



*Fuente: Apuntes de Hormigón Armado de Borja Varona Moya.*

$$l_{ox} = \alpha_x * l = 0,83 * 3,20 = 2,66 \text{ m}$$

$$l_{oy} = \alpha_y * l = 0,81 * 3,20 = 2,59 \text{ m}$$

- **Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:**

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{2,66 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,00125 \text{ m}^4}{0,1225 \text{ m}^2}}} = 26,33$$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{2,59 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,00125 \text{ m}^4}{0,1225 \text{ m}^2}}} = 25,64$$

Como  $\lambda < 35$ , se trata de una columna corta. Por lo tanto, no es necesario efectuar alguna comprobación a pandeo.

- **Excentricidades de cálculo:**

**Excentricidad mínima accidental:**

$$e_c = \frac{h}{20} = \frac{35}{20} = 1,75 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm}$$

Adopto:

$$e_a = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

**Excentricidad de Primer Orden:**

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{5750 \text{ Kg.m}}{87710 \text{ Kg}} = 0,0655 \text{ m} = 6,55 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{3302 \text{ Kg.m}}{87710 \text{ kg}} = 0,0376 \text{ m} = 3,76 \text{ cm}$$

**Excentricidad total**

$$e_{fx} = e_{ox} + e_a = 2 \text{ cm} + 6,55 \text{ cm} = 8,55 \text{ cm}$$

$$e_{fy} = e_{oy} + e_a = 3,76 \text{ cm} + 2 \text{ cm} = 5,76 \text{ cm}$$

- **Diseño a flexión esviada:**

**Esfuerzo Reducido**

$$v = \frac{N_d}{f_{cd} * b * h} = \frac{87710 \text{ kg}}{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 35 * 35} = 0,51$$

**Momento reducido**

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{fx}}{h * b^2 * f_{cd}} = \frac{87710 \text{ kg} * 8,55 \text{ cm}}{35 \text{ cm} * (35 \text{ cm})^2 * 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\mu_x = 0,13$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{fy}}{b * h^2 * f_{cd}} = \frac{87710 \text{ kg} * 5,76 \text{ cm}}{35 \text{ cm} * (35 \text{ cm})^2 * 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\mu_y = 0,05$$

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

$$\mu_1 = 0,13$$

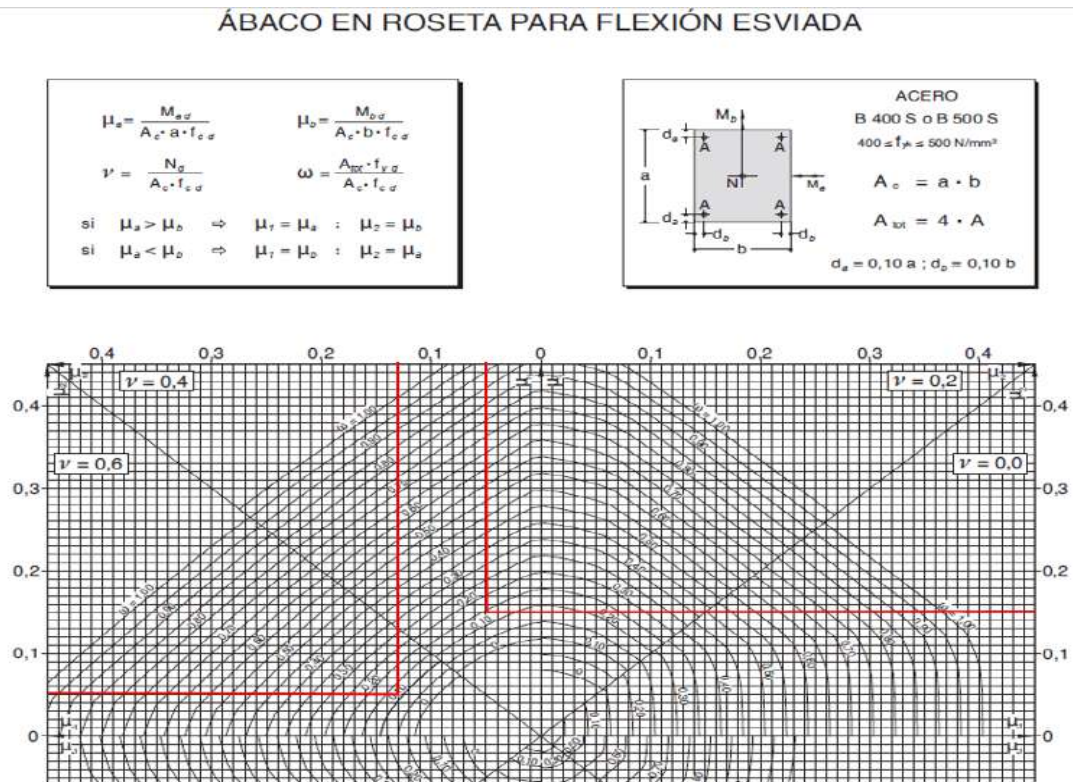
$$\mu_2 = 0,084$$

- **Cuantía mecánica**

Los ábacos en roseta para flexión esviada, están expuestos en el libro de Jiménez Montoya. De donde se elige el diagrama correspondiente en función de la disposición de armadura, recubrimientos relativos, tipo de acero y límite elástico del mismo.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores y los datos que se tienen se ha elegido el ábaco en roseta correspondiente a uno formado por ocho barras.

**FIGURA 3.16: Abaco en Roseta para Flexión Esviada**



*Fuente: Hormigón Armado de Pedro Jiménez Montoya.*

Se obtiene:

Para  $\nu = 0,4$

$\omega = 0,22$

Para  $\nu = 0,6$        $\omega = 0,20$

Luego, interpolando, para  $\nu = 0,51$  resulta necesaria una cuantía  $\omega = 0,21$

- **Cálculo de la armadura longitudinal**

**Determinación de la armadura total ( $A_s$ ):**

$$A_{s\ total} = \frac{\omega * b * h * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,21 * 35 * 35 * 140}{4347,83}$$

$$A_{s\ total} = 8,28\ cm^2$$

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

$$A_{s\ min} = 0,005 * b * h = 0,005 * 35\ cm * 35\ cm = 6,125\ cm^2$$

Asumimos como área necesaria el mayor valor.

$$A_s = 8,28\ cm^2$$

**Número de fierros:**

$$\text{Si: } \varnothing = 16mm \quad \Rightarrow \quad A_s = 2,01cm^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{\varnothing 16}} = \frac{6,125\ cm^2}{2,01\ cm^2} = 3,05 \approx \mathbf{4\ Barras}$$

$$\mathbf{4\varnothing\ 16\ mm} \Rightarrow 4 * \frac{\pi}{4} * 1,6^2 = 8,04\ cm^2$$

$$\mathbf{2\varnothing\ 12\ mm} \Rightarrow 2 * \frac{\pi}{4} * 1,6^2 = 2,26\ cm^2$$

$$A_s = 10,30\ cm^2$$

$$10,30\ cm^2 > 8,28\ cm^2$$

**Por lo tanto, para esta columna se usará:  $4\varnothing 16mm + 2\varnothing 12mm$**

**Nota:** Se dispondrán 4 barras de  $\varnothing 16$  en cada esquina de la columna + 2 barras de  $\varnothing 12$  en la cara X de la columna.

- **Cálculo de la armadura transversal de la columna:**

El diámetro del estribo será:

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

Según la primera opción:  $\phi \geq \frac{1}{4} * 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm}$

Según la segunda opción:  $\phi \geq 6 \text{ mm}$

**Se asume  $\phi = 6 \text{ mm}$ .**

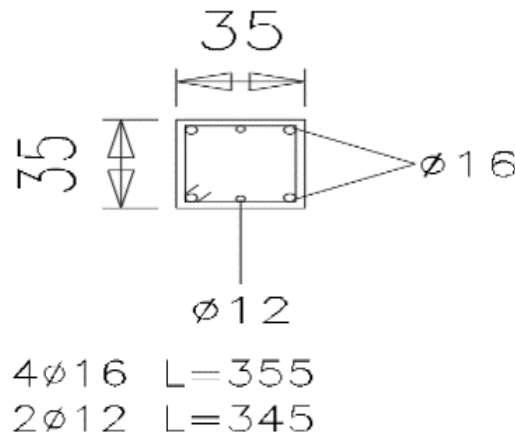
Para la armadura transversal, se empleará estribos cerrados a 2 piernas  $\emptyset 6 \text{ mm}$  distanciados al menor entre:

- a) 30 cm
- b)  $0,85 \times d = 0,85 \times 31,1 \text{ cm} = 26,44 \text{ cm}$
- c)  $15 \times \phi \text{ de la barra longitudinal más delgada} = 15 \times 1,6 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$

Por tanto, se los dispondrá cada 20 cm por cuestiones constructivas

**Para esta columna se usarán estribos de:  $\emptyset 6 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$**

**FIGURA 3.17: Disposición de la armadura en la columna**



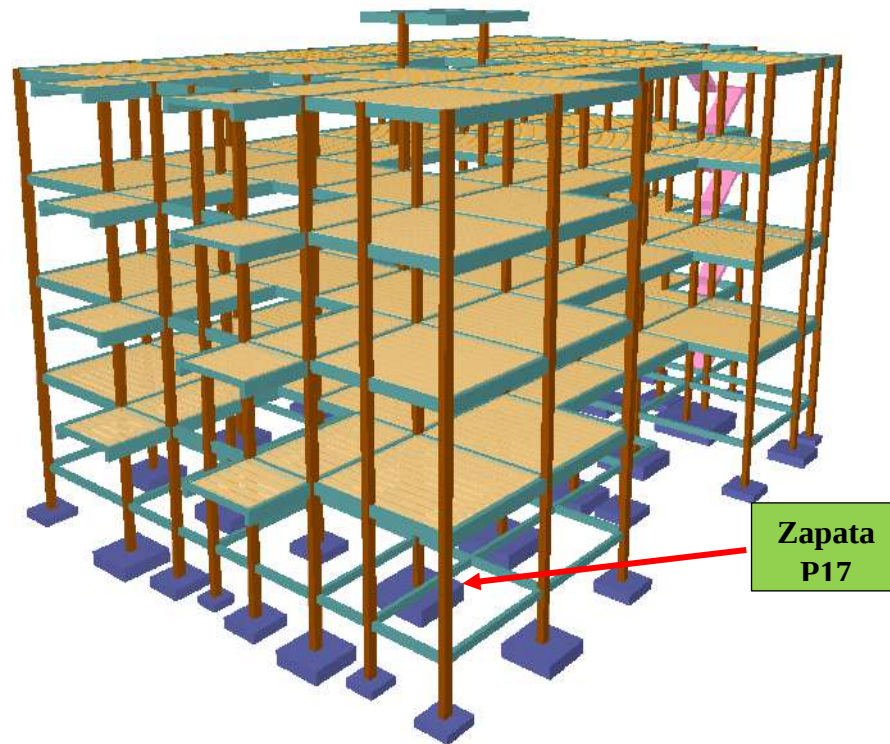
*Fuente: Elaboración propia.*

#### 3.6.4.4. Zapata

##### Diseño Estructural de la Zapata Aislada P17

Se optó por una fundación superficial, zapata aislada ya que este tipo de zapata es la que mejor se adecua en nuestro proyecto, tanto técnica como económicamente, ya que son de fácil construcción y llegan a soportar grandes cargas.

**Figura 3.18: Ubicación de la zapata más solicitada (ZAPATA P17)**



*FUENTE: CYPECAD 2018*

Se realizará el análisis para la “zapata aislada correspondiente a la columna **P17**, dado que es el elemento más solicitado de la estructura, la cual presenta las siguientes solicitaciones obtenidas mediante el programa CYPECAD.

$$N = 324 \text{ KN} = 32400 \text{ kg}$$

$$M_x = 0.60 \text{ KN.m} = 60 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 0.40 \text{ KN.m} = 40 \text{ kg.m}$$

$$Q_x = 7.90 \text{ KN} = 790 \text{ kg}$$

$$Q_y = 1.30 \text{ KN} = 130 \text{ kg}$$

$$a_1 = 30 \text{ cm.}$$

$$b_1 = 40 \text{ cm}$$

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

$$f_{yd} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 1.20 \text{ kg/cm}^2$$

Peso propio del elemento (Se asumirá como 10% de “N”)

$$P = 0.10 * N$$

### Diseño Geométrico de la Zapata

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

Despejando el área se tiene:

$$A_{nec} = \frac{1.10 * N}{\sigma_{adm}} = \frac{1.10 * 32400 \text{ kg}}{1.20 \text{ kg/cm}^2} = 29700 \text{ cm}^2$$

Suponiendo que se trata de una zapata cuadrada:

$$a = \sqrt{A_{nec}} = \sqrt{29700 \text{ cm}^2} = 172.337 \text{ cm}$$

Entonces:  $a_2 = b_2 = 180 \text{ cm} = 180 \text{ cm}$

$$a_2 = 180 \text{ cm} \qquad b_2 = 180 \text{ cm}$$

### Cálculo de h de la zapata

Donde:

$$a_1 = 30 \text{ cm (columna)}$$

$$b_1 = 40 \text{ cm (columna)}$$

$$a_2 \text{ y } b_2 = 180 \text{ cm (zapata)}$$

$$\gamma_f = 1.6 \text{ factor de seguridad}$$

El esfuerzo de tensión uniforme en el suelo viene dado por:

$$\sigma_t = \frac{N}{A^2} = \frac{32400 \text{ kg}}{(180 \text{ cm})^2} = 1.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_t \leq \sigma_{adm} \quad 1.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 1.20 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ Cumple!!}$$

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

$$\begin{aligned} \sigma_1 = \sigma_{min} &= \frac{N}{a * b} - \frac{6 * M_x}{a * b^2} - \frac{6 * M_y}{a^2 * b} \\ \sigma_1 = \sigma_{min} &= \frac{32400}{180 * 180} - \frac{6 * 60}{180 * 180^2} - \frac{6 * 40}{180^2 * 180} \\ \sigma_4 &= 1.00 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{min} &> 0 \rightarrow 1.00 \text{ kg/cm}^2 > 0 \text{ Cumple!!} \end{aligned}$$

Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con las siguientes fórmulas:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{real}} = \frac{4 \cdot 5,91 \text{ kg/cm}^2}{1,6 \cdot 1.20 \text{ kg/cm}^2} = 12.313$$

$$d_1 = \frac{2(a_2 - a_1)}{4 + k} = \frac{2 * (180 \text{ cm} - 30 \text{ cm})}{4 + 12.313} = \mathbf{18.390 \text{ cm}}$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{a_1 * b_1}{4} + \frac{a_2 * b_2}{2k - 1} - \frac{a_1 + b_1}{4}} =$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{30 * 40}{4} + \frac{180 * 180}{2 * 12.313 - 1} - \frac{30 + 40}{4}} = \mathbf{23.382 \text{ cm}}$$

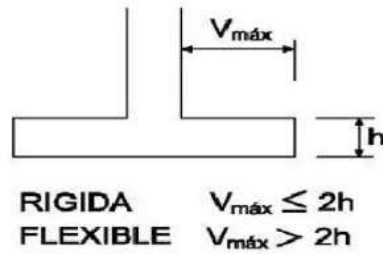
$$d_3 = \frac{2(b_2 - b_1)}{4 + k} = \frac{2 * (180 \text{ cm} - 40 \text{ cm})}{4 + 12.313} = \mathbf{17.164 \text{ cm}}$$

Por tanto, se asume una altura total “h= 40 cm”, empleando un recubrimiento geométrico de “r= 5 cm” y un diámetro “Ø=1.2 cm”

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 40 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{1.2 \text{ cm}}{2} = \mathbf{34.40 \text{ cm}}$$

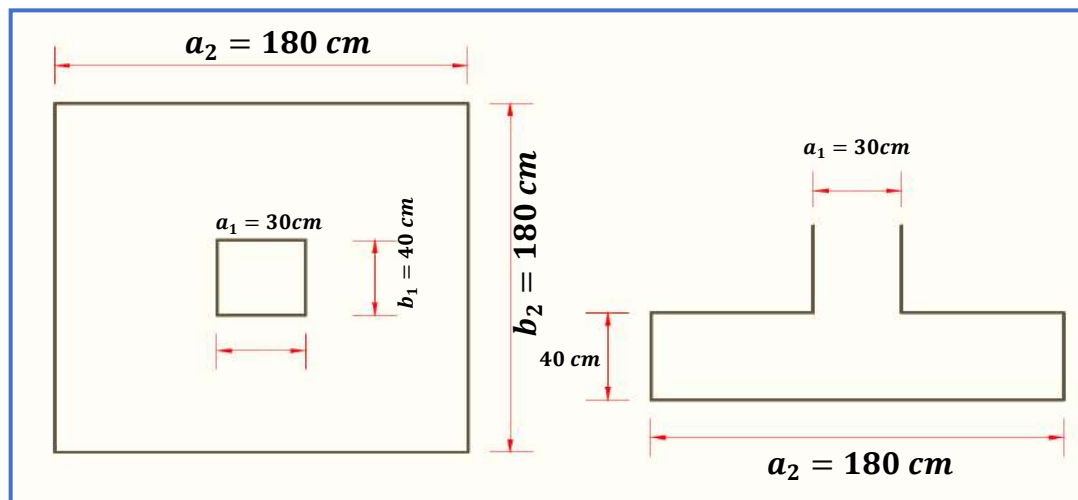
- Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones

$$v = \frac{a - a_o}{2} = \frac{180 \text{ cm} - 30 \text{ cm}}{2} = 75 \text{ cm}$$



Dado que el vuelo “ $v = 75 \text{ cm}$ ” es menor que “ $2h = 80 \text{ cm}$ ”, se trata una **zapata rígida**.

**Figura 3.19: Geometría de la Zapata en estudio P17**



*FUENTE: Elaboración propia*

### Comprobación de la respuesta del suelo

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

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

$$\sigma = \frac{N}{a_2 * b_2} * \left( 1 \pm \frac{6 * e_x}{a_2} \pm \frac{6 * e_y}{b_2} \right)$$

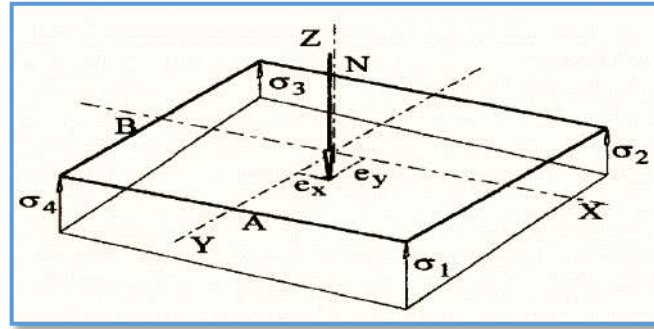
Las tensiones transmitidas al terreno se consideran aceptables si se cumple que:

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

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

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

**Figura 3.20: Distribución de Tensiones en el Terreno.**



**FUENTE:** *Elaboración propia*

**Fuente.** Recuperado de Ejercicios prácticos de hormigón armado – Introducción a las normas EHE-91, Joaquín Villodre Roldán, pág. 99.

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

$$Peso_{Propio} = \gamma_{H^o A^o} * a_2 * b_2 * h = 2500 \frac{kg}{m^3} * 1.80m * 1.80m * 0.40m = 3240 kg$$

$$N_{Real} = N + Peso_{Propio} = 32400kg + 3240 kg = 35640 kg$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_{Real}} = \frac{60}{35640} = 0.0017m = 0.1712 cm$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_{Real}} = \frac{40}{35640} = 0.0011m = 0.1122 cm$$

$$\sigma_1 = \frac{32400}{180 * 180} * \left(1 + \frac{6 * 0.17}{180} + \frac{6 * 0.11}{180}\right) = 1.009 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{32400}{180 * 180} * \left(1 + \frac{6 * 0.17}{180} - \frac{6 * 0.11}{180}\right) = 1.002 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{32400}{180 * 180} * \left(1 - \frac{6 * 0.17}{180} - \frac{6 * 0.11}{180}\right) = 0.991 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{32400}{180 * 180} * \left(1 - \frac{6 * 0.17}{180} + \frac{6 * 0.11}{180}\right) = 0.998 \frac{kg}{cm^2}$$

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

$$\sigma_{max} = \sigma_1 = 1.009 \frac{kg}{cm^2} \leq 1.25 * \sigma_{adm} = 1.25 * 1.20 \frac{kg}{cm^2} = 1.50 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{med} = \frac{N}{a_2 * b_2} = \frac{32400}{180 * 180} = 1.00 \frac{kg}{cm^2} \leq \sigma_{adm} = 1.20 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{min} = \sigma_3 = 0.991 \frac{kg}{cm^2} \geq 0$$

### Diseño a Flexión

- **Cálculo de la armadura**

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

$$M_d = \frac{\gamma_f * N}{2 * a_2} * \left( \frac{a_2 - a_1}{2} + 0.15 * a_1 \right)^2$$

$$M_{ad} = \frac{1.6 * 32400}{2 * 180} * \left( \frac{180 - 30}{2} + 0.15 * 30 \right)^2$$

$$M_{ad} = 910116.00 \text{ kg} * \text{cm}$$

- Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{910116.00 \text{ kg} * \text{cm}}{180 \text{ cm} * (34.40 \text{ cm})^2 * 140 \frac{kg}{cm^2}} = 0.03052$$

- La cuantía mecánica para este caso es:

$$\omega = \mu * (1 + \mu) = 0.03052 * (1 + 0.03052) = 0.03145$$

- El área de acero calculada “As”

$$A_s = \omega * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.03145 * 180 \text{ cm} * 34.40 \text{ cm} * \frac{140 \frac{kg}{cm^2}}{4347.83 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$A_s = 6.271 \text{ cm}^2$$

- La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s \text{ min}} = \omega * b_w * d = 0.0015 * 180 \text{ cm} * 34.40 \text{ cm} = 9.288 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = 9.288 \text{ cm}^2$$

- Número de fierros:

$$\text{Si: } \phi = 12\text{mm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 1.130 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{9.288 \text{ cm}^2}{1.130 \text{ cm}^2} = 8.219 \approx \mathbf{9 \text{ Barras}}$$

- Espaciamiento entre barras:

$$S = \frac{a_2 - 2r}{n - 1} = \frac{180 \text{ cm} - 2 \times 5 \text{ cm}}{9 - 1} = 21.25 \text{ cm} \approx \mathbf{20 \text{ cm}}$$

**Por lo tanto, para esta zapata se usará: 9Ø12mm c/20 cm**

### Diseño en la otra dirección

- Cálculo de la armadura

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

$$M_d = \frac{\gamma_f * N}{2 * b_2} * \left( \frac{b_2 - b_1}{2} + 0.15 * b_1 \right)^2$$

$$M_{ad} = \frac{1.6 * 32400}{2 * 180} * \left( \frac{180 - 40}{2} + 0.15 * 40 \right)^2$$

$$M_{ad} = 831744.00 \text{ kg} * \text{cm}$$

- Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{831744.00 \text{ kg} * \text{cm}}{180 \text{ cm} * (34.4 \text{ cm})^2 * 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.02789$$

- La cuantía mecánica para este caso bale

$$\omega = \mu * (1 + \mu) = 0.02789 * (1 + 0.02789) = 0.02867$$

- El área de acero calculada “As”

$$A_s = \omega * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02867 * 180cm * 34.4cm * \frac{140 \frac{kg}{cm^2}}{4347.83 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$A_s = 5.716 cm^2$$

- La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s \min} = \omega * b_w * d = 0.0015 * 180cm * 34.4cm = 9.288 cm^2$$

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

$$A_s = 9.288 cm^2$$

- Número de fierros:

$$\text{Si: } \phi = 12mm \quad \Rightarrow \quad A_s = 1.130 cm^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{9.288 cm^2}{1.130 cm^2} = 8.219 \approx \mathbf{9 \text{ Barras}}$$

- Espaciamiento entre barras:

$$S = \frac{a_2 - 2r}{n - 1} = \frac{180 cm - 2 * 5 cm}{9 - 1} = 21.25cm \approx \mathbf{20cm}$$

**Por lo tanto, para esta zapata se usará: 9Ø12mm c/20cm**

### Comprobación de la Adherencia:

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

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0.9 * d * n * u} \leq \tau_{bd}$$

Donde:

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

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

$u$  = Perímetro de cada barra.

$d$  = Canto útil de la sección.

$\tau_d$  = Tensión tangencial de adherencia.

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

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

$$L = \frac{a_2 - a_1}{2} + 0.15 * a_1 = \frac{180 - 30}{2} + 0.15 * 30 = 79.50 \text{ cm}$$

$$\sigma' = \frac{\sigma_1 + \sigma_4}{2} = \frac{1.009 + 0.998}{2} = 1.004 \frac{kg}{cm^2}$$

$$V_{d1} = 79.50m * 1.004 \frac{kg}{cm^2} * 1.6 = 127.709 \frac{kg}{cm}$$

$$n = \frac{18}{180} = 0.10 \frac{barras}{cm}$$

$$u = \pi * \emptyset = \pi * 1.2 = 3.77 \text{ cm}$$

Con todo ello la tensión tangencial de adherencia que ha de ser absorbida es:

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0.9 * d * n * u} \leq \tau_{bd}$$
$$\tau_b = \frac{127.709}{0.9 * 34.4 * 0.10 * 3.77} = 10.942 \frac{kg}{cm^2}$$

La resistencia al cálculo para la adherencia es:

$$\tau_{bd} = 0.95 * \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$
$$\tau_{bd} = 0.95 * \sqrt[3]{140^2} = 25.614 \frac{kg}{cm^2}$$

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

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

$$10.942 \frac{kg}{cm^2} \leq 25.614 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{cumple!!!}$$

**Verificación al Vuelco:**

$$\gamma_{Va} = \frac{N_{Real} * \frac{a_2}{2}}{M_x} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Va} = \frac{35640 * \frac{180}{2}}{60 * 100} = 534.60 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{N_{Real} * \frac{b_2}{2}}{M_y} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{35640 * \frac{180}{2}}{40 * 100} = 801.90 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

**Verificación al Deslizamiento:**

✓ Verificación en la dirección “x”

$$\frac{(N + G) \tan \phi_d}{Q} \geq 1.5$$

$$\frac{(N + G) \tan \phi_d}{Q} = \frac{35640kg \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 35^\circ\right)}{790}$$

$$19.460 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

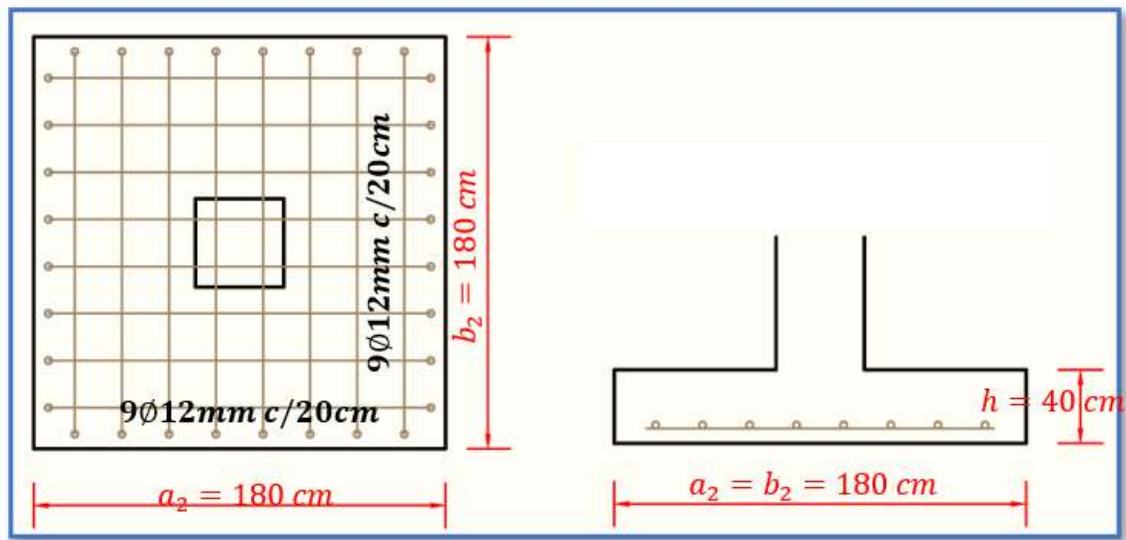
✓ Verificación en la dirección “y”

$$\frac{(N + G) \tan \phi_d}{Q} \geq 1.5$$

$$\frac{(N + G) \tan \phi_d}{Q} = \frac{35640kg \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 35^\circ\right)}{130}$$

$$118.258 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

Figura 3.21: Disposición de la armadura en la zapata P17

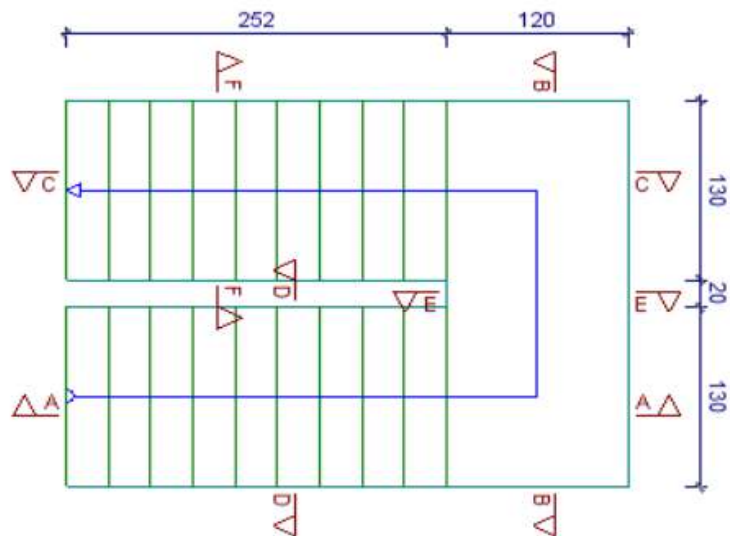


Fuente: Elaboración propia

#### 3.6.4.5. Escalera

##### Diseño Estructural de la Escalera

Figura 3.22: Vista en planta escalera



FUENTE: Elaboración propia

## Geometría

Desnivel a salvar(Z): =4.0 m

Ámbito:1.30 m

Espesor:0.29 m

Huella (P):0.280 m

ContraHuella (CP): 0.20 m

Nº de escalones:20

## Cargas

**Peso propio:**  $7.25 \text{ kn/m}^2 = 725 \text{ kg/m}^2$

PeldaÑeado:  $2.03 \text{ kn/m}^2 = 203 \text{ kg/m}^2$

Barandillas:  $3 \text{ kn/m} = 300 \text{ kg/m}$

Acabados: $1 \text{ kn/m}^2 = 100 \text{ kg/m}^2$

Sobrecarga de uso:  $3 \text{ kn/m}^2 = 300 \text{ kg/m}^2$

- **Dimensionamiento**

Longitud del Tramo = 2.52 m

$$t = \frac{Ln}{25} = \frac{252cm}{25} = 10.08 \text{ cm}$$

$$t = \frac{Ln}{20} = \frac{252cm}{20} = 12.6 \text{ cm}$$

Para el cálculo del espesor se toma el espesor constructivo  $t = 15 \text{ cm}$ .

$$\cos\theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} = \frac{28cm}{\sqrt{(28cm)^2 + (20cm)^2}} = 0.814$$

Altura Inicial

$$h_o = \frac{t}{\cos\theta} = \frac{15cm}{0.814} = 18.428 \text{ cm}$$

Altura Media

$$h_m = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{CP}{2} = 18.428 + \frac{20cm}{2} = 28.428 \text{ cm}$$

- **Cargas que actúan en la escalera**

### **Sobrecarga de diseño**

Carga Viva:  $CV = SC * a$

Para la rampa:  $\longrightarrow CV = 300 \frac{kg}{m^2} * 2.52m = 756 \frac{kg}{m}$

Para el Descanso:  $\longrightarrow CV = 300 \frac{kg}{m^2} * 1.20m = 360 \frac{kg}{m}$

### **Peso propio del descanso**

Peso Propio:

$$P_p = H_m * \gamma_{H^o} * a = 0.2843m * 2500 \frac{kg}{m^3} * 2.52m = 1791.090 \frac{kg}{m}$$

$$q_{losa} = 2500 \frac{kg}{m^3} * 0.15m * 1.20m = 450 \frac{kg}{m}$$

Carga del Acabado:

$$q_{acabados} = P_s * a = 100 \frac{kg}{m^2} * 2.52 m = 252 \frac{kg}{m}$$

Carga de la baranda:

$$q_{barandas} = 300 \frac{kg}{m}$$

### **Carga Muerta en la Rampa:**

$$CM = P_p + q_{acabados} + q_{barandas}$$

$$CM = 1791.090 \frac{kg}{m} + 252 \frac{kg}{m} + 300 \frac{kg}{m} = 2343.090 \frac{kg}{m}$$

Análisis de Carga en la Rampa:

$$Q_1 = 1.6 * CV + 1.6 * CM$$

$$Q_1 = 1.6 * 756 \frac{kg}{m} + 1.6 * 2343.090 \frac{kg}{m}$$

$$Q_1 = 4958.544 \frac{kg}{m}$$

**Carga Muerta en el Descanso:**

$$CM = q_{losa} + q_{acabados} + q_{barandas}$$

$$CM = 450 \frac{kg}{m} + 252 \frac{kg}{m} + 300 \frac{kg}{m} = 1002 \frac{kg}{m}$$

**Análisis de Carga en el Descanso:**

$$Q_2 = 1.6 * CV + 1.6 * CM$$

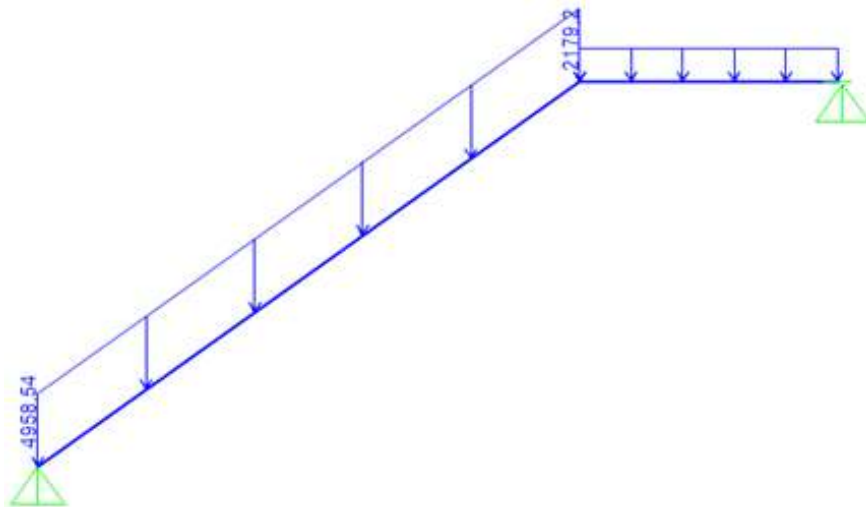
$$Q_2 = 1.6 * 360 \frac{kg}{m} + 1.6 * 1002 \frac{kg}{m}$$

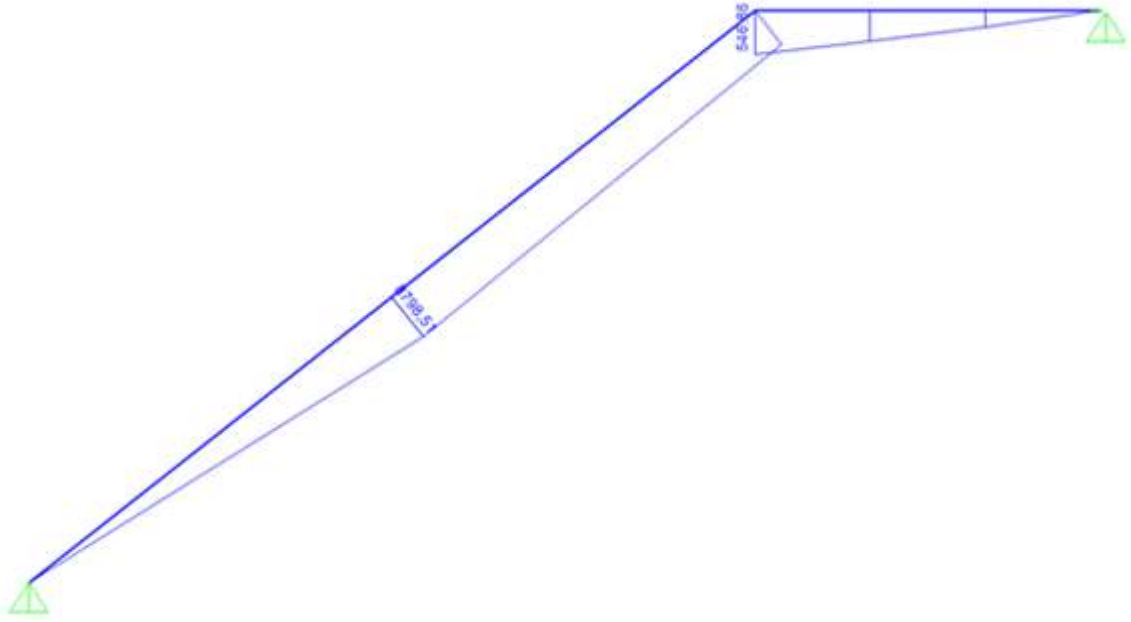
$$Q_2 = 2179.20 \frac{kg}{m}$$

**Tramo o Sección A-A**

Se la analiza como viga simplemente apoyada para obtener el máximo momento positivo.

**Figura 3.23: Ilustración de las cargas que actúan sobre la escalera y diagrama de momentos en el SAP 2000 para el cálculo del momento positivo**





*FUENTE: Elaboración propia*

## **Diseño Armadura Longitudinal**

### **Armadura Longitudinal Positiva**

- Datos geométricos y características mecánicas de los materiales.

- Base:  $b_w = 130\text{cm}$

-Espesor:  $t = 15\text{ cm}$

- Recubrimiento:  $d' = 3\text{ cm}$

- Peralte:  $d = t - d' = 12\text{ cm}$

- Resistencia de cálculo del hormigón:  $f_{cd} = f_{ck}/1.5 = 140\text{ kg/cm}^2$

- Resistencia de cálculo del acero:  $f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 4347.83\text{ kg/cm}^2$

$M_d = 7605.900\text{ kg} \cdot m$

- **Momento reducido de cálculo ( $\mu_d$ ):**

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

$$\mu_d = \frac{[6798.51] * 100}{130 * 12^2 * 140} = 0.26$$

- **Determinación de la cuantía mecánica:**

El valor del momento reducido en el límite de tablas, cuyo valor es:

Si **CA – 50**  $\Rightarrow f_{yk} = 5000$  [500 MPa]  $\Rightarrow \mu_{lim} = 0.319$  (tabla 4 Anexo 1)

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \Rightarrow 0.26 < 0.319 \quad \text{OK!}$$

Como  $\mu_d < \mu_{d \text{ lim}}$  no necesito armadura a compresión.

Se determina la cuantía mecánica  $w_s$ , de acuerdo a tabla universal para flexión simple o compuesta:

Si  $\mu_d = 0.260 \rightarrow w_s = 0.3232$

- **Armadura necesaria:**

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

$$A_s = 0.3232 * 130 * 12 * \frac{140}{4347.83} = 16.23 \text{ cm}^2$$

- **Armadura mínima:**

$w_{s \text{ min}} = 0.0015$  (de tabla 5 Anexo A -1) CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MINIMAS, de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * d = 0.0015 * 130 * 12 = 2.340 \text{ cm}^2$$

- **Número de barras y diámetro:**

Como  $A_s > A_{s \text{ min}}$ , se adopta el mayor, la armadura es de:

$$A_s = 16.23 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ}_{barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi 12}} = \frac{16.24}{\frac{\pi}{4} * 1.2^2} = 14.36 \approx 15 \text{ barras}$$

$$15\phi 12 \text{ mm} \Rightarrow 15 * \frac{\pi}{4} * 1.2^2 = 16.95 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 16.95 \text{ cm}^2$$

$$16.95 \text{ cm}^2 > 16.23 \text{ cm}^2$$

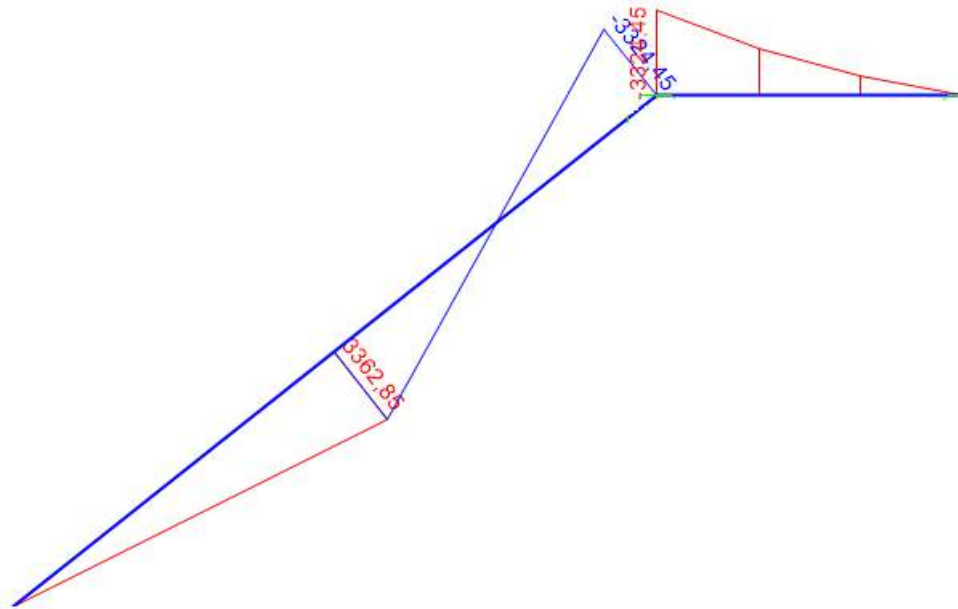
Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene:  $130/15 = 8.66 \text{ cm} \approx 7.5 \text{ cm}$

**Para el momento positivo, se usará:  $15\phi 12 \text{ mm c}/7.5 \text{ cm}$**

### Armadura Longitudinal Negativa

Con ayuda del software SAP2000 idealizando apoyos empotrados en los extremos, se calculó el máximo momento negativo que podría producirse en la escalera.

**Figura 3.24: Diagrama de momentos en el SAP 2000 para el cálculo del momento negativo**



*FUENTE: Elaboración propia*

- **Momento reducido de cálculo ( $\mu_d$ ):**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$
$$\mu_d = \frac{3324.45 * 100}{130 * 12^2 * 140} = 0.12$$

- **Determinación de la cuantía mecánica:**

El valor del momento reducido en el límite de tablas, cuyo valor es:

Si **CA – 50**  $\Rightarrow f_{yk} = 5000 \text{ [500 MPa]} \Rightarrow \mu_{lim} = 0.319$  (tabla 4 Anexo 1)

$$\mu_d < \mu_{d \text{ l  m}} \Rightarrow 0.127 < 0.319 \quad \textbf{OK!}$$

Como  $\mu_d < \mu_{d \text{ l  m}}$  no necesito armadura a compresión.

Se determina la cuantía mecánica  $w_s$ , de acuerdo a tabla universal para flexión simple o compuesta:

$$\text{Si } \mu_d = 0.127 \rightarrow w_s = 0.1036$$

- **Armadura necesaria:**

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

$$A_s = 0.1426 * 130 * 12 * \frac{140}{4347.83} = 7.16 \text{ cm}^2$$

- **Armadura mínima:**

$w_{s \text{ min}} = 0.0015$  (de tabla 5 Anexo 1), de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ min}} * b_w * d = 0.0015 * 130 * 12 = 2.340 \text{ cm}^2$$

- **Número de barras y diámetro:**

Como  $A_s > A_{s \text{ mín}}$ , se adopta el mayor, la armadura es de:

$$A_s = 7.16 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi 8}} = \frac{7.16}{\frac{\pi}{4} * 0.8^2} = 14.23 \approx 15 \text{ barras}$$

$$15\phi 8 \text{ mm} \Rightarrow 11 * \frac{\pi}{4} * 0.8^2 = 7.54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.54 \text{ cm}^2$$

$$7.54 \text{ cm}^2 > 7.16 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene:  $130/15 = 8.66 \approx 7.5 \text{ cm}$

**Para el momento negativo, se usará: 15  8mm c/7.5cm**

### Diseño de la Armadura Transversal

Se dispondrá solo de  $A_{s\ min}$  ya que esta solo es requerida para control del agrietamiento por temperatura.

$w_{s\ min} = 0.0015$  (de tabla 5 Anexo 1), de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s\ mín} = w_{s\ mín} * b_w * d = 0.0015 * 100 * 12 = 1.80\ cm^2$$

- **Número de barras y diámetro:**

$$N^{\circ}_{barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi 8}} = \frac{1.80}{\frac{\pi}{4} * 0.8^2} = 3.581 \approx 4\ barras$$

$$4\phi\ 8\ mm \Rightarrow 4 * \frac{\pi}{4} * 0.8^2 = 2.011\ cm^2$$

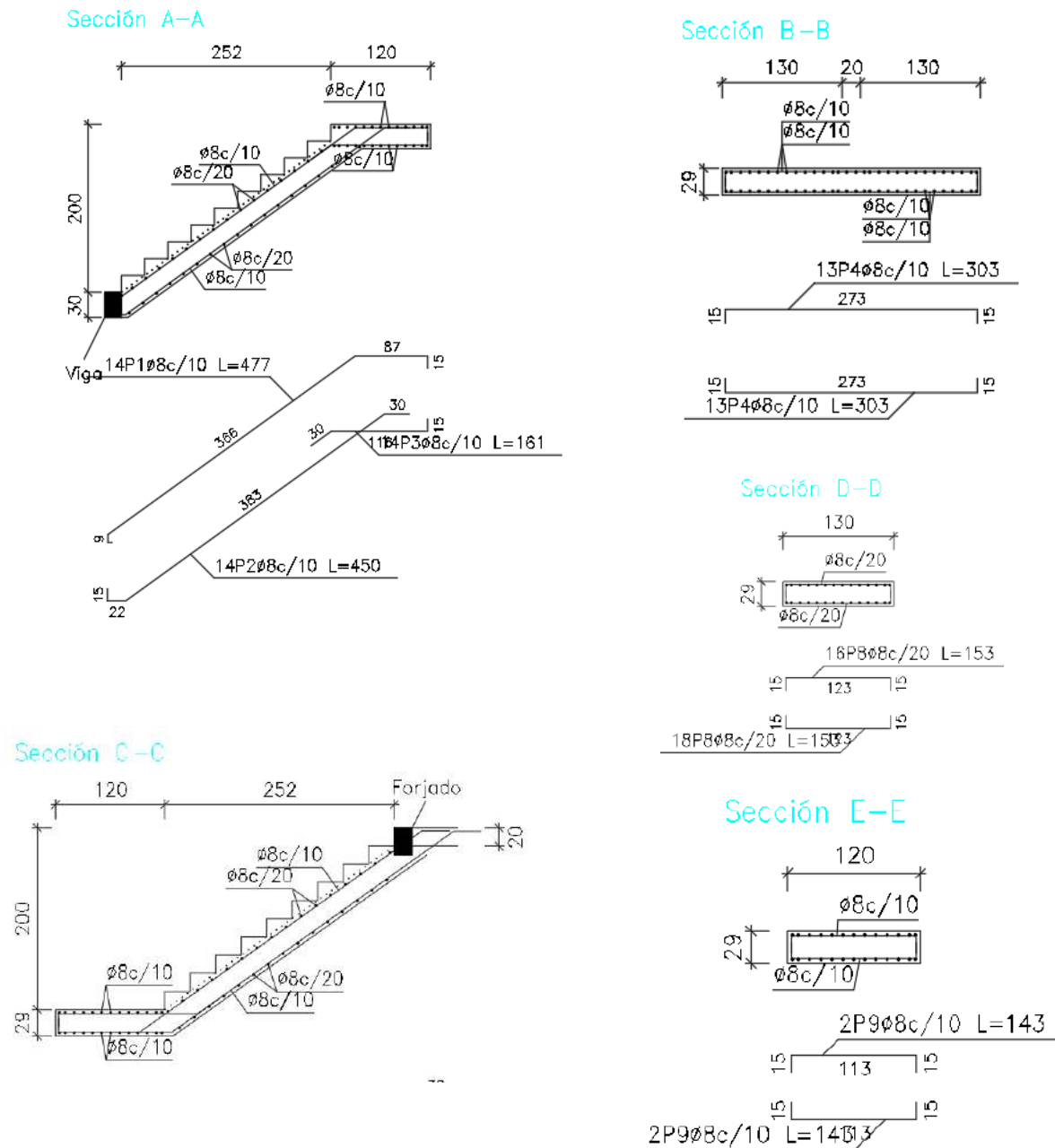
$$A_s = 2.011\ cm^2$$

$$2.51\ cm^2 > 1.80\ cm^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene:  $100/4 \approx 25\ cm$

**Para la Armadura Transversal, se usará:  $\phi 8\ mm\ c/20\ cm$**

**Figura 3.25: Disposición de armadura en la grada de hormigón armado**



**Fuente: Elaboración Propia, ver a detalle en ANEXO VIII – (Planos Estructurales)**

### 3.6.4.6. Diseño estructural de la rampa

#### Geometría

Ámbito: 1.40 m

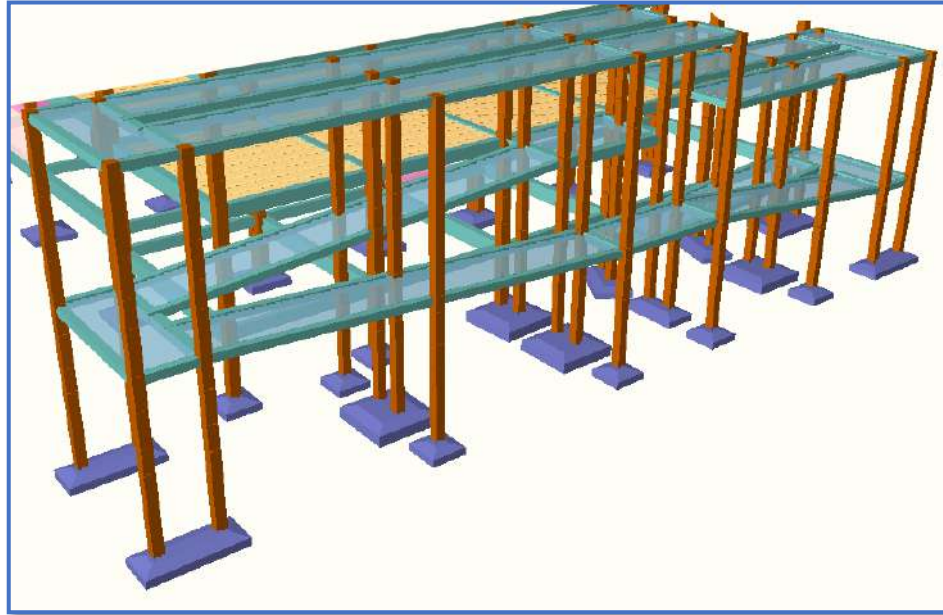
Espesor: 0.20 m

#### Cargas

Sobrecarga de uso: 4 kN/m<sup>2</sup>

Acabados: 1 kN/m<sup>2</sup>

**Figura 3.26: Disposición de armadura en la grada de hormigón armado**



*Ilustración de la Geometría de la Rampa Vista Lateral. Elaboración Propia*

- **Cargas que actúan en la rampa**

#### Sobrecarga de diseño

Carga Viva:

$$CV = SC * a$$

$$CV = 4 * 10^3 \frac{N}{m^2} * 1.0m = 4000 \frac{N}{m}$$

#### Peso propio del descanso

Peso Propio:

$$q_{losa} = 25 * 10^3 \frac{N}{m^3} * 0.20m * 1.0m = 5000 \frac{N}{m}$$

Carga del Acabado:

$$q_{acabados} = P_s * a = 1 * 10^3 \frac{N}{m^2} * 1.0 m = 1000 \frac{N}{m}$$

Carga de la baranda:

$$q_{barandas} = 1000 \frac{N}{m}$$

Carga Muerta en la Rampa:

$$CM = P_p + q_{acabados} + q_{barandas}$$

$$CM = 5000 \frac{N}{m} + 1000 \frac{N}{m} + 1000 \frac{N}{m} = 7000 \frac{N}{m}$$

Análisis de Carga en la Rampa:

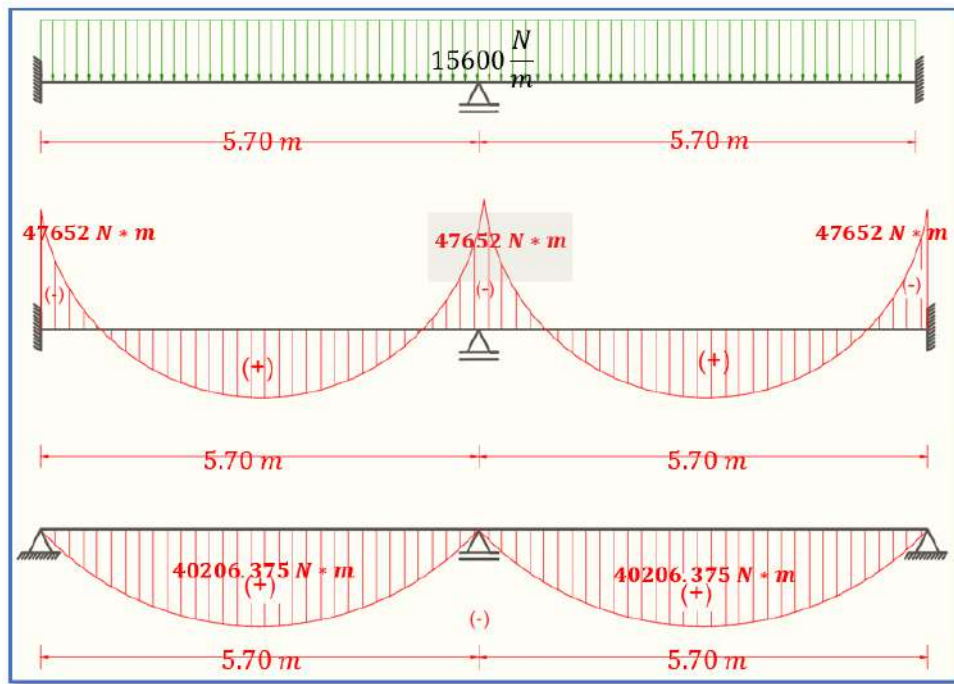
$$Q_1 = 1.6 * CV + 1.6 * CM$$

$$Q_1 = 1.6 * 7000 \frac{N}{m} + 1.6 * 4000 \frac{N}{m}$$

$$Q_1 = 17600 \frac{N}{m}$$

Tramo o Sección A-A

Figura 3.27: Cargas que actúan sobre la Viga y Diagrama de Momentos



*Ilustración de las Cargas que actúan sobre la Rampa y Diagrama de Momentos. Elaboración Propia.*

## Diseño Armadura Longitudinal

### Armadura Longitudinal para la parte inferior

- Datos geométricos y características mecánicas de los materiales.
- Base [ancho de la losa]:  $b_w = 100 \text{ cm}$
- Espesor:  $t = 20 \text{ cm}$
- Recubrimiento:  $d' = 2.5 \text{ cm}$
- Peralte:  $d = t - d' = 17.5 \text{ cm}$
- Resistencia de cálculo del hormigón:  $f_{cd} = f_{ck}/1.5 = 25/1.5 = 16.667 \text{ N/mm}^2$
- Resistencia de cálculo del acero:  $f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 500/1.15 = 434.783 \text{ N/mm}^2$

$$M_d = 40206.375 \text{ N} * \text{m/m}$$

- **Momento reducido de cálculo ( $\mu_d$ ):**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$
$$\mu_d = \frac{[40206.375] * 1000}{1000 * 175^2 * 16.667} = 0.0788$$

- **Determinación de la cuantía mecánica:**

El valor del momento reducido en el límite de tablas, cuyo valor es:

$$\text{Si CA} - 50 \Rightarrow f_{yk} = 5000 [500 \text{ MPa}] \Rightarrow \mu_{lim} = 0.319 \text{ (tabla 2 Anexo 3)}$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \Rightarrow 0.0788 < 0.319 \quad \textbf{OK!}$$

Como  $\mu_d < \mu_{d \text{ lim}}$  no necesito armadura a compresión.

Se determina la cuantía mecánica  $w_s$ , de acuerdo a tabla universal para flexión simple o compuesta:

$$\text{Si } \mu_d = 0.0788 \rightarrow w_s = 0.0849$$

- **Armadura necesaria:**

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

$$A_s = 0.0849 * 1000 * 175 * \frac{16.667}{434.783} = 569.55 \text{ mm}^2 = \mathbf{5.70 \text{ cm}^2}$$

- **Armadura mínima:**

- $w_{smin} = 0.0015$  (de tabla 3 Anexo 3), de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

- $A_{smin} = w_{smin} * b_w * d = 0.0015 * 100 * 17.5 = 2.625 \text{ cm}^2$

- **Número de barras y diámetro:**

Como  $A_s > A_{smin}$ , se adopta el mayor, la armadura es de:

$$A_s = \mathbf{5.70 \text{ cm}^2}$$

$$N^{\circ}_{barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = \frac{5.70}{\frac{\pi}{4} * 1.0^2} = 7.26 \approx 8 \text{ barras}$$

$$\mathbf{8\phi 10 \text{ mm}} \Rightarrow 8 * \frac{\pi}{4} * 1.0^2 = 6.28 \text{ cm}^2$$

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

$$\mathbf{6.28 \text{ cm}^2 > 5.70 \text{ cm}^2}$$

- **Espaciamiento**

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{8} = \text{cm}$$

**Para el momento positivo, se usará:  $\phi 10 \text{ mm c/ } 12.5 \text{ cm}$**

### **Armadura longitudinal para la parte superior**

- Datos geométricos y características mecánicas de los materiales.
- Base [ancho de la losa]:  $b_w = 100 \text{ cm}$
- Espesor:  $t = 20 \text{ cm}$
- Recubrimiento:  $d' = 2.5 \text{ cm}$
- Peralte:  $d = t - d' = 17.5 \text{ cm}$
- Resistencia de cálculo del hormigón:  $f_{cd} = f_{ck}/1.5 = 25/1.5 = 16.667 \text{ N/mm}^2$
- Resistencia de cálculo del acero:  $f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 500/1.15 = 434.783 \text{ N/mm}^2$

$$M_d = 47652 \text{ N} * m/m$$

- **Momento reducido de cálculo ( $\mu_d$ ):**

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

$$\mu_d = \frac{[47652] * 1000}{1000 * 175^2 * 16.667} = 0.0934$$

- **Determinación de la cuantía mecánica:**

El valor del momento reducido en el límite de tablas, cuyo valor es:

Si **CA – 50**  $\Rightarrow f_{yk} = 5000$  [500 MPa]  $\Rightarrow \mu_{lim} = 0.319$  (tabla 2 Anexo 3)

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \Rightarrow 0.0934 < 0.319 \quad \textbf{OK!}$$

Como  $\mu_d < \mu_{d \text{ lim}}$  no necesito armadura a compresión.

Se determina la cuantía mecánica  $w_s$ , de acuerdo a tabla universal para flexión simple o compuesta:

Si  $\mu_d = 0.0934 \rightarrow w_s = 0.0999$

- **Armadura necesaria:**

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

$$A_s = 0.0999 * 1000 * 175 * \frac{16.667}{434.783} = 670.18 \text{ mm}^2 = \textbf{6.70 cm}^2$$

- **Armadura mínima:**

$w_{smin} = 0.0015$  (de tabla 3 Anexo 3), de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * d = 0.0015 * 100 * 17.5 = 2.625 \text{ cm}^2$$

- **Número de barras y diámetro:**

Como  $A_s > A_{s \text{ min}}$ , se adopta el mayor, la armadura es de:

$$A_s = \textbf{6.70 cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = \frac{4.07}{\frac{\pi}{4} * 1.0^2} = 8.53 \approx 9 \text{ barras}$$

$$9\phi 10 \text{ mm} \Rightarrow 9 * \frac{\pi}{4} * 1.0^2 = 7.07 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.07 \text{ cm}^2$$

$$7.07 \text{ cm}^2 > 6.70 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{9} = 11.11 \text{ cm}$$

Para el momento negativo, se usará:  $\phi 10 \text{ mm } c/10 \text{ cm}$

### Diseño Armadura de la Armadura Transversal

Se dispondrá solo de  $A_{s \text{ min}}$  ya que esta solo es requerida para control del agrietamiento por temperatura.

$w_{s \text{ min}} = 0.0015$  (de tabla 3 Anexo 3), de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * d = 0.0015 * 100 * 17.5 = 2.625 \text{ cm}^2$$

- Número de barras y diámetro:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 8}} = \frac{2.625}{\frac{\pi}{4} * 0.8^2} = 5.22 \approx 6 \text{ barras}$$

$$6\phi 8 \text{ mm} \Rightarrow 6 * \frac{\pi}{4} * 0.8^2 = 3.02 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.02 \text{ cm}^2$$

$$3.02 \text{ cm}^2 > 2.625 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{6} = 16.67 \text{ cm}$$

Para la Armadura Transversal, se usará:  $\phi 8 \text{ mm } c/15 \text{ cm}$

## CAPÍTULO IV

### 4. APORTE ACADÉMICO (LOSAS BUBBLEDECK)

El aporte académico del proyecto, tiene como objetivo dar al Ingeniero Civil y constructor, una recopilación bibliográfica para la aplicación de las losas (BubbleDeck), esperando que este trabajo sea de utilidad para los estudiantes de ingeniería civil y carreras afines.

#### 4.1. Marco teórico

A partir de la década de los 90s surge un nuevo sistema de losas enlazando el espacio de aire, el acero y el concreto en una losa hueca bidireccional, dando como resultado el surgimiento de un nuevo sistema de losas aligeradas llamado *BubbleDeck*.

El ingeniero alemán Jorgen Breuning fue creador de esta patente y de la cual destacan los siguientes atributos: como la reducción de cargas muertas, la eliminación de elementos de soporte estructural (vigas secundarias) y el disimulo de las vigas primarias dentro del peralte de la losa permitiendo que se vea una losa plana y la adaptabilidad a cualquier geometría de proyecto.

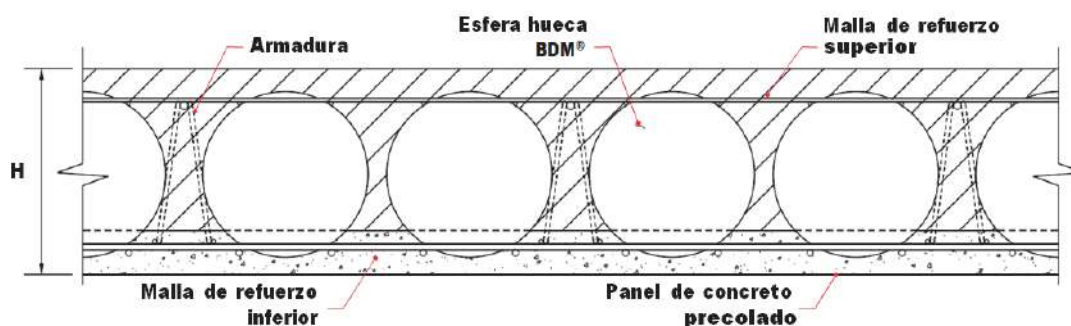
##### 4.1.1. Características Principales

Dicho Sistema se compone de una losa plana aligerada que utiliza esferas de plástico reciclado (polietileno de media densidad) encargadas de remplazar al concreto inefectivo de la losa, permitiendo que estas sean colocadas en zonas donde los momentos sean menores y los esfuerzos a compresión y tensión no se vean influenciados al distribuirse libremente en la losa. Actuando como una losa maciza en cualquier dirección, permitiendo claros más largos entre columnas.

El proceso de fabricación consiste en colocar la malla electrosoldada de refuerzo inferior, seguido de las esferas y la armadura para poder posicionar y soldar posteriormente; después colocaremos la segunda malla electrosoldada que servirá como refuerzo superior, formando una jaula de acero con las esferas en su interior.

Una vez lista la jaula se coloca sobre el refuerzo inferior la capa de 6 cm de espesor de concreto (de acuerdo a diseño), donde fraguara por 24 horas, para formar el Panel BDM.

**Figura 4.1: Componentes del sistema**



*Fuente: [http://www.bubbledeck.com.ar/tecnologia\\_concepto](http://www.bubbledeck.com.ar/tecnologia_concepto)*

Otra característica de este sistema es la prelosa de 6 cm de concreto del panel funciona como cimbra y acabado.

#### **4.1.2. Normatividad**

Debido a la versatilidad de la losa BDM, esta puede desempeñarse como losas planas o perimetralmente apoyadas teniendo como resultado que su análisis y diseño pueda aplicarse cualquier método convencional (Método directo, Método de la estructura equivalente, Líneas de fluencia y Método de Elemento Finito) y/o sustento en los códigos, reglamentos y normas que apliquen para México. Además del uso de softwares para análisis y diseño de estructuras de concreto, como es el caso de ETABS, SAP, ECOgcW, RAM ADVANSE o softwares especializados losas como SAFE o RAM CONCEPT.

Mencionando a continuación una lista de normas que son sustento para el desempeño del sistema y que se mencionan en el Manual de Diseño de Calculo Estructural de *Danstek*:

- Reglamento de Construcciones para el Departamento del Distrito Federal. RCDF 2004. México, 2004. Reimpresión 2007.
- Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. 2004. (NTC-SCA-04).
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural, ACI 318S-08,
- American Concrete Institute. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, México, 1ª impresión 2008.

- -Shear Reinforcement for Slabs. ACI 421 . 1R-99 (Reapproved 2006). Joint ACI-ASCE Committee 421. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1999, 15pp.
- Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. December 2004.
- The Biaxial Hollow Deck. The way to new solutions. BubbleDeck® Design Guide, 5pp.
- Bubbledeck Design Guide for compliance with BCA using AS3600 and EC2. Kyng consulting pty ltd. Australia & New Zealand, October 2008. 18pp.
- Note on the Moment Capacity in a Bubble Deck Joint. Tim Gudmand- Hoyer. Lyngby 2003, 33pp.
- Technical Paper BubbleDeck® Span Guide, BubbleDeck Voided Flat Slab Solutions. BubbleDeck® UK, St. Saviour, Jersey, January 2009

#### **4.1.3. Características de sus componentes**

Los materiales utilizados para la construcción del sistema son los mismos utilizados para losas de concreto reforzado. El concreto estructural es de  $F'c=250 \text{ kg/cm}^2$  hasta  $F'c=500 \text{ kg/cm}^2$  y acero refuerzo desde  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$  o  $f_y=5000 \text{ kg/cm}^2$ . Con revenimiento, vibrado y fraguado estándar.

##### **4.1.3.1. Esfera**

La esfera de plástico hueca utilizada está hecha de polietileno de media densidad reciclado. Manufacturada con once anillos en su geometría para darle una resistencia de 90 kg (peso promedio de una persona) y que no tenga ninguna deformación en el momento de su transporte y el tránsito de personal en obra.

**Tabla 4.1: Diámetros de esfera de acuerdo al peralte de Losas BDM**

| <b>Peralte</b> | <b>Espesor final de losa</b> | <b>Diámetro de esfera cm</b> |
|----------------|------------------------------|------------------------------|
| <b>BDM230</b>  | 23 cm                        | <b>18.0</b>                  |
| <b>BDM280</b>  | 28 cm                        | <b>22.5</b>                  |
| <b>BDM340</b>  | 34 cm                        | <b>27.0</b>                  |
| <b>BDM390</b>  | 39 cm                        | <b>31.5</b>                  |
| <b>BDM450</b>  | 45 cm                        | <b>36.0</b>                  |
| <b>BDM510</b>  | 51 cm                        | <b>41.0</b>                  |
| <b>BDM600</b>  | <b>60 cm</b>                 | <b>50.0</b>                  |

*Fuente: Manual Técnico losa Bubbledeck*

#### **4.1.3.2. Malla y Acero de Refuerzo**

El tipo de malla que se ocupa para la estructura es electrosoldado, la cual su diseño, fabricación, cortado, separación y dimensión son únicas para cada proyecto. El acero que sirve como refuerzo es la varilla corrugada la cual sirve para absorber esfuerzos a cortante. Para el diseño se utilizará mallas con  $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$  y  $6000 \text{ kg/cm}^2$ ; debido a que el sistema BDM confina esferas en el armado, existen distintas separaciones para cada peralte utilizado, en la siguiente tabla se muestra el peralte y la separación entre varillas correspondientes a cada módulo.

**Tabla 4.2: Separación entre varillas de acuerdo al peralte de Losas BDM**

| <b>Peralte</b> | <b>Espesor de losa</b> | <b>Separación entre varillas</b> |
|----------------|------------------------|----------------------------------|
| <b>BDM230</b>  | 23 cm                  | <b>10.0 cm</b>                   |
| <b>BDM280</b>  | 28 cm                  | <b>12.5 cm</b>                   |
| <b>BDM340</b>  | 34 cm                  | <b>15.0 cm</b>                   |
| <b>BDM390</b>  | 39 cm                  | <b>17.5 cm</b>                   |
| <b>BDM450</b>  | 45 cm                  | <b>20.0 cm</b>                   |
| <b>BDM510</b>  | 51 cm                  | <b>22.5 cm</b>                   |
| <b>BDM600</b>  | 60 cm                  | <b>27.5 cm</b>                   |

*Fuente: manual Técnico losa Bubbledeck*

#### **4.1.4. Tipos de panel y sus características**

##### **4.1.4.1. Tipos de panel**

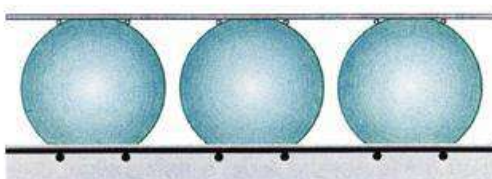
La patente danesa *Bubble Deck* es la encargada de la creación de tres diferentes tipos de paneles adecuados a cada proyecto. Entre las características particulares de cada panel se

encuentran: tres metros de ancho por una longitud máxima de 12 metros y de los diferentes paneles que existen,

#### **4.1.4.1.1. Elementos filigrana:**

Panel conformado por una losa precolada de concreto ubicada en la parte inferior, donde quedan embebidas y sostenidas las esferas por las armaduras y en la parte superior una malla de acero electrosoldada. Mientras que la capa superior de concreto y los refuerzos de acero que terminan de conformar la losa son colocados en obra.

**Figura 4.2: Panel tipo elemento filigrana**

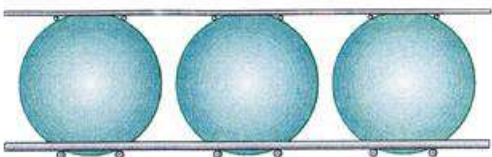


*Fuente: [http://www.bubbledeck.com.ar/tecnologia\\_concepto](http://www.bubbledeck.com.ar/tecnologia_concepto)*

#### **4.1.4.1.2. Módulos reforzados:**

Son únicamente las jaulas de acero formadas por las mallas electrosoldadas y las armaduras sosteniendo las esferas. El concreto de toda la losa, los refuerzos adicionales de acero y la cimbra para la cara inferior son colocados en obra.

**Figura 4.3: Panel tipo Módulos reforzados**



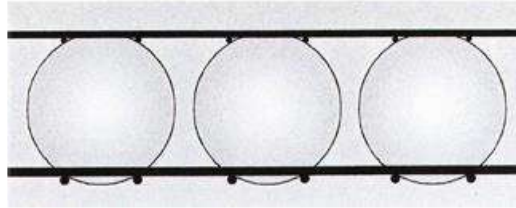
*Fuente: [http://www.bubbledeck.com.ar/tecnologia\\_concepto](http://www.bubbledeck.com.ar/tecnologia_concepto)*

#### **4.1.4.1.3. Losas terminadas:**

Consiste en la entrega de los paneles con un acabado final, es decir la última capa de concreto, que en el caso del primer panel se colocaba en obra. Generalmente estas losas

se utilizan apoyadas sobre vigas y para claros menores que los mencionados anteriormente.

**Figura 4.4: Panel tipo Losas terminadas**



*Fuente: [http://www.bubbledeck.com.ar/tecnologia\\_concepto](http://www.bubbledeck.com.ar/tecnologia_concepto)*

A continuación, mostraremos una tabla como indicativo de los diferentes peraltes que existen y algunas características como referencia para su selección.

**Tabla 4.3: Características físicas de los paneles de acuerdo al tipo de peralte**

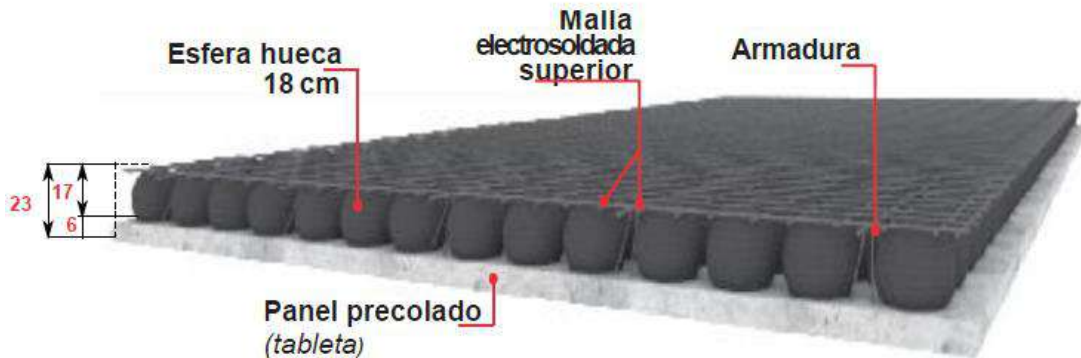
| <b>Modelo</b>   | <b>Espesor de losa</b> | <b>Diámetro de esferas</b> | <b>Claro continuo</b> | <b>Voladizo Longitud máx.</b> | <b>Claro corto</b> |
|-----------------|------------------------|----------------------------|-----------------------|-------------------------------|--------------------|
|                 | cm                     | cm                         | metros                | metros                        | metros             |
| <b>1.-BD230</b> | <b>23</b>              | <b>18</b>                  | <b>5 – 8.3</b>        | <b>≤ 2.8</b>                  | <b>5 – 6.5</b>     |
| <b>2.-BD280</b> | <b>28</b>              | <b>22.5</b>                | <b>7 – 10.1</b>       | <b>≤ 3.3</b>                  | <b>6 – 7.8</b>     |
| <b>3.-BD340</b> | <b>34</b>              | <b>27</b>                  | <b>9 – 12.5</b>       | <b>≤ 4.0</b>                  | <b>7 – 9.5</b>     |
| <b>4.-BD390</b> | <b>39</b>              | <b>31.5</b>                | <b>11 – 14.4</b>      | <b>≤ 4.7</b>                  | <b>9 – 10.9</b>    |
| <b>5.-BD450</b> | <b>45</b>              | <b>36</b>                  | <b>13 – 16.4</b>      | <b>≤ 5.4</b>                  | <b>10 – 12.5</b>   |
| <b>6.-BD510</b> | <b>51</b>              | <b>41</b>                  | <b>15 – 18.8</b>      | <b>≤ 6.1</b>                  | <b>11 – 13.9</b>   |
| <b>7.-BD600</b> | <b>60</b>              | <b>50</b>                  | <b>16 – 21.0</b>      | <b>≤ 7.2</b>                  | <b>12 – 15.0</b>   |

*Fuente: <https://www.bubbledeckmexico.com/losa-bdm.html>*

#### 4.1.4.2. Paneles de acuerdo a su peralte y Características

##### 4.1.4.2.1. Panel BD230 Medida: 3 x 12 mts.

Figura 4.5: Panel BD230 Medida: 3 x 12 mts.



Fuente: manual Técnico losas Bubbledeck

Tabla 4.4: Características Panel BD230 Medida: 3 x 12 mts.

| CONCRETO                       | Cantidad | Unidades       |
|--------------------------------|----------|----------------|
| Peralte de losa                | 23       | Cm             |
| Peralte de Tableta             | 6        | Cm             |
| Volumen de concreto en tableta | 2.16     | m <sup>3</sup> |
| Peso de concreto en tableta    | 4,752.00 | Kg             |

| ESFERAS               | Cantidad | Unidades                       |
|-----------------------|----------|--------------------------------|
| Diámetro de esfera    | 18       | Cm                             |
| Volumen de esfera     | 0.003    | M <sup>3</sup> /M <sup>2</sup> |
| Peso de esfera        | 0.20     | Kg                             |
| Numero de Esferas     | 840      | Pzas.                          |
| Volumen de Esferas    | 2.67     | M <sup>3</sup>                 |
| Peso total de Esferas | 168.00   | Kg                             |

| ARMADURA               | Cantidad | Unidades |
|------------------------|----------|----------|
| Peso de armadura       | 0.97     | Kg       |
| Peso total de armadura | 58.09    | Kg       |

| MALLA ELECTROSOLDADA   | Cantidad | Unidades |
|------------------------|----------|----------|
| Peso de malla Superior | 104.61   | Kg       |

|                        |        |    |
|------------------------|--------|----|
| Peso de malla inferior | 104.61 | Kg |
| Peso total de mallas   | 209.23 | Kg |

| <b>DENSIDADES</b>    | <b>Cantidad</b> | <b>Unidades</b>      |
|----------------------|-----------------|----------------------|
| Densidad de esferas  | 23.33           | Pzas./m <sup>2</sup> |
| Densidad de armadura | 104.61          | Kg/m <sup>2</sup>    |
| Densidad de mallas   | 5.81            | Kg/m <sup>2</sup>    |

| <b>PESO TOTAL DE LA TABLETA</b> | <b>Cantidad</b> | <b>Unidades</b> |
|---------------------------------|-----------------|-----------------|
| Peso de tableta                 | 5187.32         | Kg              |

| <b>VOLUMEN TOTAL DE CONCRETO</b>                | <b>Cantidad</b> | <b>Unidades</b> |
|-------------------------------------------------|-----------------|-----------------|
| Volumen total de concreto en 36 m2 (3 x 12 mts) | 3.6             | M <sup>3</sup>  |

*Fuente: Manual Técnico losas Bubbledeck*

## **4.2. Losas BDM: Proceso Constructivo**

### **4.2.1. Transportación y almacenaje**

El transporte se realiza a partir de plataformas con superficie plana de entre 12 a 13.6 metros de largo, sin incluir la cabina del chofer. Apilando los paneles sobre polines de 50 mm entre cada capa, hasta llegar a los 2.5 metros de altura. Llegando a la obra se comenzará la descarga de los paneles de acuerdo al orden y programa de montaje, a excepción de algún retraso en obra, podrán los paneles almacenarse, pero siguiendo las siguientes recomendaciones:

**Figura 4.6: Transportación de los paneles**



*Fuente: [http://www.bubbledeck.com.ar/tecnologia\\_concepto](http://www.bubbledeck.com.ar/tecnologia_concepto)*

1. Estibados de manera transversal, sobre polines de madera.
2. Los polines deberán colocarse entre las hileras de esferas, por encima de la malla de refuerzo superior.
3. La separación de los polines será de máximo 2.4 metros entre sí.
4. Deberán estar sobre una superficie plana, nivelada y libre de suciedad y otros materiales.
5. El máximo de paneles apilados será de 10 capas.

#### **4.2.2. Izaje**

La descarga de los paneles en la obra será de la siguiente manera:

1. Cada panel será izado por medio de eslingas que pasan alrededor o debajo de los emparrillados, o con ganchos de elevación anclados alrededor de las armaduras. Estos deberán estar atados por debajo de los ángulos superiores de las diagonales de la armadura, nunca en la malla de refuerzo superior, por cuestiones de seguridad.

**Figura 4.7: Ubicación del gancho de izaje**



*Fuente: <https://www.bubbledeckmexico.com/losa-bdm.html>*

2. Se requiere el uso de 8 ganchos de izaje, en 2 hileras paralelas de 4 ganchos cada uno atado alrededor de las armaduras posicionadas aproximadamente a  $L/5$  de la longitud total del panel. (Fig. 4.7)

**Figura 4.8: Elevación del panel**



*Fuente: <https://www.bubbledeckmexico.com/losa-bdm.html>*

3. La parte superior del sistema de izaje (4 cadenas) debe tener un mínimo de longitud de 6 metros. Las ramificaciones o cadenas de los ganchos de izaje deben tener la misma longitud. Cuando este en uso, debe tomarse en cuenta que las fuerzas de elevación deben ser iguales en cada gancho o punto y el elemento debe estar horizontal durante todo el proceso.

Como recomendación todo el equipo de izaje debe estar probado y certificado, capaz de izar un mínimo de 2 toneladas. Antes de levantar, habrá que atar cuerdas adecuadas en dos esquinas opuestas del elemento para guiarlo a su posición final en las vigas de apuntalamiento.

**Figura 4.9: Procedimiento correcto de izaje para los paneles**



*Fuente: <https://www.bubbledeckmexico.com/losa-bdm.html>*

#### **4.2.3. Apuntalamiento**

Se denomina como apuntalamiento temporal a las vigas y puntales encargadas de soportar el peso de los paneles prefabricados, el concreto colado en sitio y las cargas adicionales generadas después del colado. Por lo consiguiente la empresa fabricante da una serie de recomendaciones que el constructor debe seguir al momento de realizar el apuntalamiento, ya que al momento de ser enviadas los paneles prefabricados a la obra la prelosa no cuentan aun el 100% de su resistencia final.

**Figura 4.10: Cimbrado de paneles**

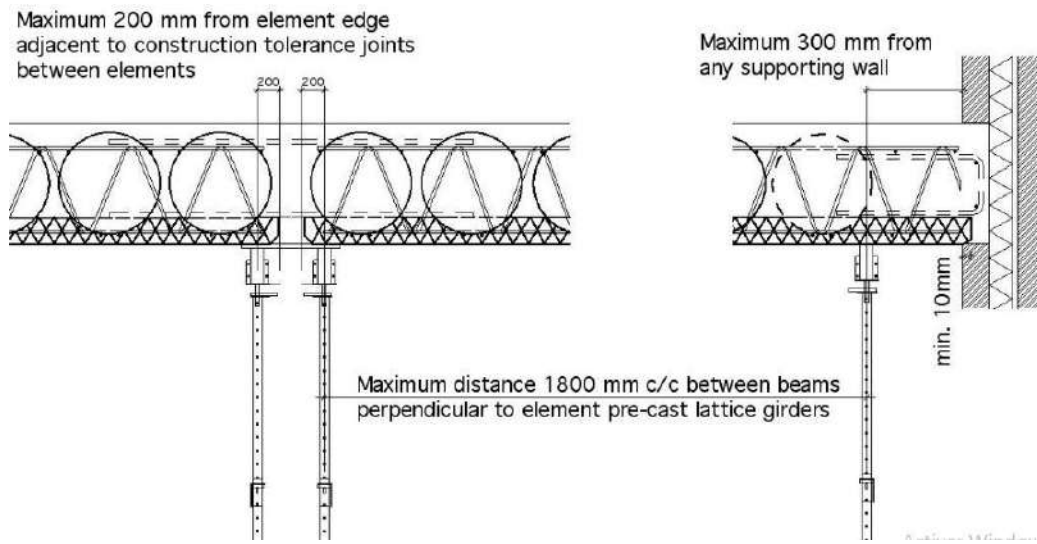


*Fuente: <https://www.bubbledeckmexico.com/losa-bdm.html>*

Es primordial por parte del constructo diseñar un plano de apuntalamiento para prevenir inconvenientes en obra y que cumpla con las recomendaciones mencionadas a continuación:

- La colocación de las vigas debe ser de sentido paralelo a la dirección de los refuerzos interiores del panel (armadura) y con una separación máxima de 1.80 metros entre ellos. Véase detalle en la Fig.
- La separación máxima permitida entre el elemento estructural de soporte (muros y/o columnas) y el puntal será de 30 cm. Véase detalle en la Fig.
- La unión que se forma entre dos paneles también deberá ir apuntalada, dejando como máximo una separación de 20 cm entre puntales. *Véase detalle en la Fig. 4.11*

**Figura 4.11: Dimensiones máximas de apuntalamiento**



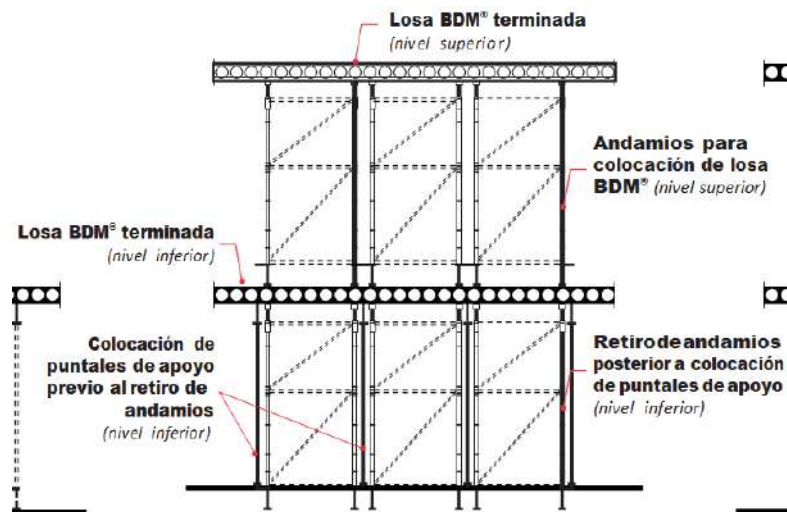
**Fuente:** <https://www.bubbledeckmexico.com/losa-bdm.html>

- Antes de la colocación de los paneles; las vigas y puntales ya deben estar asegurados y sobre una superficie nivelada para evitar así cualquier tipo de daño en el panel prefabricado.

Ahora bien, después de haber colado la primera losa necesitaremos empezar a cimbrar las losas subsecuentes, por lo tanto también es importante tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- De acuerdo con el tiempo y tipo de fraguado del concreto vaciado en la losa, se estima que después de 5 días del colado y/o hasta que haya alcanzado por lo menos el 60% de su resistencia se podrán retirar los andamios y vigas de las losas.
- Colocar puntales de apoyo que irán en intervalos de 1.8 m (sin vigas paralelas) al menos a la mitad o al tercio del claro (dependiendo de la longitud del claro involucrado) para posteriormente remover los andamios de la losa inferior.

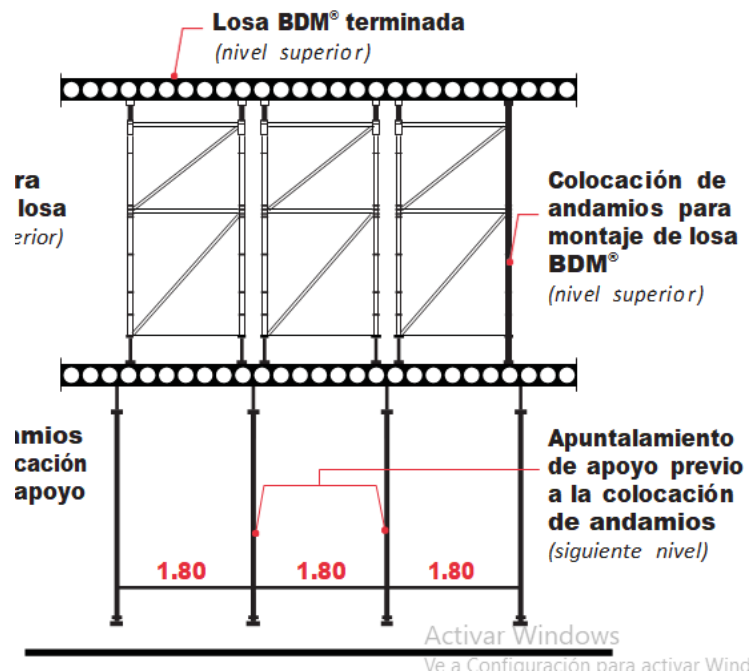
**Figura 4.12: Primer paso para el apuntalamiento de la losa inferior**



fuelle: <https://www.bubbledeckmexico.com/losa-bdm.html>

- Los andamios anteriormente retirados se colocarán sobre la losa ya terminada para utilizarse como cimbra para la nueva losa. Y así consecutivamente.

**Figura 4.13: Segundo paso el apuntalamiento de losas subsecuentes.**



fuelle: <https://www.bubbledeckmexico.com/losa-bdm.html>

#### 4.2.4. Colocación y fijación de los paneles a los elementos de soporte

El siguiente pasó después del apuntalamiento es la colocación y fijación de los paneles a los elementos de soporte (muros y/o columnas).

**Figura 4.14: Alineación de paneles y colocación de acero de conexión**



*fuelle: [http://www.bubbledeck.com.ar/tecnologia\\_concepto](http://www.bubbledeck.com.ar/tecnologia_concepto)*

Es muy importante recordar que en caso de que se requiera hacer algún ajuste en obra, se tiene que evitar el corte de las armaduras y acero de refuerzo superior ya tienen una función estructural.

**Figura 4.15: Evita recortes en áreas mencionadas**



*fuelle: [http://www.bubbledeck.com.ar/tecnologia\\_concepto](http://www.bubbledeck.com.ar/tecnologia_concepto)*

#### 4.2.5. Cimbra Perimetral

Esta será colocada después de haber fijado los refuerzos perimetrales y será de la siguiente manera:

1. Se Fijarán tiras de 1.00 x .50 mts. a lo largo del perímetro en la parte superior e inferior. La parte inferior de la tira se fijará al sistema de puntales, mientras que la parte superior será a los tornillos previamente colocados en la parte superior de la cimbra a la malla de refuerzo superior.
2. La cimbra se podrá retirar de 3 a 5 días después del colado en sitio y siempre y cuando las primeras pruebas de concreto confirmen que se ha adquirido al menos un 60% de su resistencia final.

**Figura 4.16: Detalle del cimbrado perimetral del panel**



*fuentes: manual Técnico losas Bubbledeck*

#### 4.2.6. Colado de losa

Como en cualquier tipo de estructura en la que se va a requerir el uso de concreto, es importante una revisión previa de los elementos a colar para asegurar la resistencia y durabilidad. Por lo tanto se describirán una serie de recomendaciones básicas a revisar antes del colado:

- Que los elementos de soporte como columnas y/o muros se encuentren colados hasta un nivel bajo de losa, esto es para lograr una correcta adición del panel. En caso de no cumplir con este requerimiento, será necesario remover el concreto sobrante de los soportes.
- Que el armado de la estructura se encuentre conforme a la indicación de los planos.
- Retirar el material sobrante y ajeno a la estructura.

- Que la superficie a colar se encuentre limpia de suciedad y humedecida.
- No olvidar que al momento de hacer la cuantificación del volumen de concreto, no se toma el peralte total de la losa ya que las esferas ocupan parte del volumen dentro del peralte de la losa.

Y como referencia a esto, proporcionamos una tabla de apoyo donde se muestra el volumen de concreto por m<sup>2</sup> que se necesita en los diferentes peraltes de losa, así como el tipo de agregado máximo recomendable.

**Tabla 4.5: Tamaño máximo de agregado de acuerdo al peralte de losa BDM**

| Tipo de losa  | Espesor final | Primeros 90 cm de colado m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> | Colado final de Concreto m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> | Tamaño de agregado |
|---------------|---------------|---------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|--------------------|
| <b>BDM230</b> | 230 mm        | 0.070                                                   | 0.10                                                    | 10 mm              |
| <b>BDM280</b> | 280 mm        | 0.072                                                   | 0.13                                                    | 10 mm              |
| <b>BDM340</b> | 340 mm        | 0.075                                                   | 0.17                                                    | 15 mm              |
| <b>BDM390</b> | 390 mm        | 0.078                                                   | 0.20                                                    | 15 mm              |
| <b>BDM450</b> | 450 mm        | 0.081                                                   | 0.242                                                   | 15 mm              |
| <b>BDM510</b> | 510 mm        | 0.085                                                   | 0.29                                                    | 15 mm              |
| <b>BDM600</b> | 600 mm        | 0.087                                                   | 0.338                                                   | 15 mm              |
| <b>BDM700</b> | 700 mm        | 0.102                                                   | 0.3943                                                  | 15 mm              |
| <b>BDM800</b> | 800 mm        | 0.116                                                   | 0.464                                                   | 15 mm              |

*fuentes: [http://www.bubbledeck.com.ar/tecnologia\\_concepto](http://www.bubbledeck.com.ar/tecnologia_concepto)*

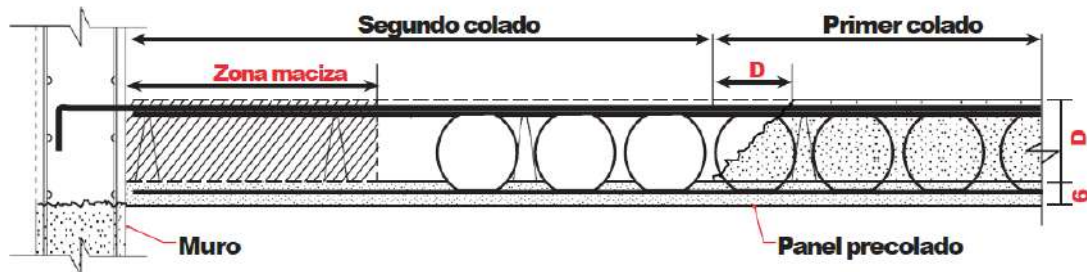
Después de haberse asegurado que el área a colar se encuentre en las óptimas condiciones se proseguirá con el vertido del concreto, para lo cual el sistema de losas BDM requiere que este se realice en dos etapas: la primera donde se realizara un vaciado de concreto autonivelante de 70-100 mm de profundidad, seguido de que empiece el fraguado se realizara el segundo colado donde se obtendrá el peralte de losa indicado. Hay que tomar en cuenta que los dos concretos queden bien ligados, para prever la formación de juntas constructivas.

Para que esto no ocurra, se darán una lista de pasos para lograr un correcto colado en la losa:

1. Identificar los quintos del claro (L/5) de la losa y marcar con un reventón el primero después del eje estructural. *(Véase detalle en fig. 4.18)*

2. Delimitar la distancia (D) a la que le corresponde un ángulo de 45° con un reventón, donde  $D = h \text{ de losa} - 6\text{cm}$ . Esta sección es mejor conocida como donde se interrumpió el colado. (Véase detalle en fig. 4.17)

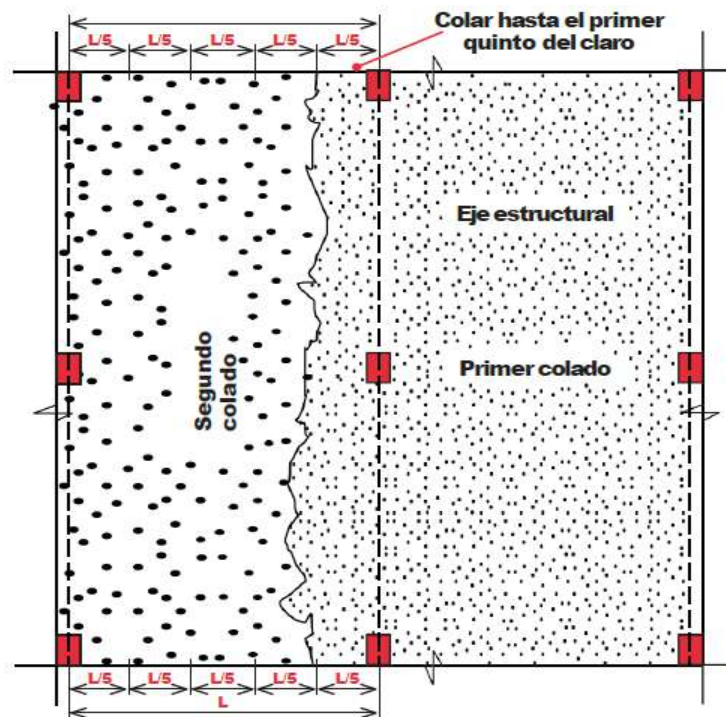
**Figura 4.17: Vista en corte del terminado del primer colado**



*fuentes: manual Técnico losas Bubbledeck*

3. Una vez teniendo marcados los quintos del claro se comenzará con el primer colado, para lo cual se requiere en primera instancia vaciar el concreto en los elementos de soporte (muros y/o columnas) para después consecutivamente proceder a iniciar con el colado de la losa, el cual será del centro de la losa hacia los bordes de los reventones. (Véase detalle en fig. 4.18)

**Figura 4.18: Procedimiento detallado para un colado correcto**



*fuentes: manual Técnico losas Bubbledeck*

4. Al momento de iniciar el segundo colado, el primero ya deberá estar endurecido, por lo tanto se agregará un aditivo para unir concreto viejo con concreto nuevo en la cara a 45°, este segundo colado tendrá que cubrir toda la superficie restante por colar de la losa.

Pero como en toda etapa de colado hay que tener en cuenta que ciertas actividades por más que parezcan simples o repetitivas el hecho de ejecutarlas de manera correcta se pueden prever a la aparición de futuras consecuencias o daños a la estructura. Por lo tanto es preferible seguir las siguientes recomendaciones:

- Al momento de ir vaciando el concreto es recomendable distribuirlo a través de toda el área para evitar que se acumule.
- Para compactar la mezcla y remover cualquier burbuja de aire del concreto es necesario utilizar un vibrador delgado, asegurando así el flujo alrededor de las esferas. Es importante recordar no pegar el vibrador a la cimbra, acero de refuerzo y/o esferas, ya que los espacios entre estas son limitados y pueden provocar una segregación en la mezcla.
- Una vez vaciado el concreto se puede ocupar una viga de acero y/o un pulidor de concreto para nivelar la losa y darle un mejor acabado a la superficie.
- En caso de pronóstico de lluvia es preferible posponer el colado y reprogramarlo para evitar que llueva sobre el concreto fresco o si se inició el colado (Primero o Segundo) y comienza a llover se deberá cubrir la zona para evitar que se segregue el concreto y pierda sus propiedades. Sin olvidar el corte a 45° en la parte donde se interrumpió el colado.
- Se deberá realizar la prueba de revenimiento al concreto, así como tener el mismo  $F'c$  del primer concreto vaciado.

#### **4.2.7. Instalaciones**

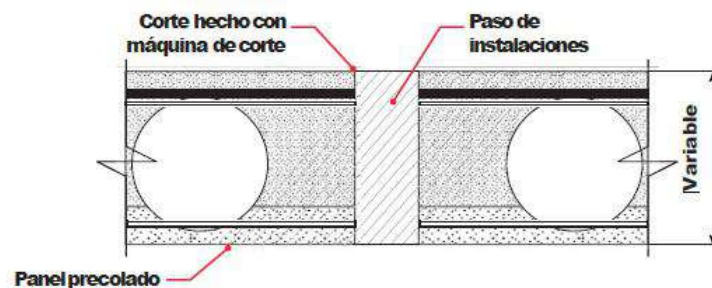
Un tema fundamental y primordial para las edificaciones con losas de concreto son las instalaciones, ya que si por error se omitiera alguna tubería o se hiciera alguna modificación en el proyecto se concluye por realizar pasos a través de vigas dañando la estructura o dejando las instalaciones por el exterior arruinando la fachada del edificio.

Es así como el sistema de losas BDM procura ser lo más flexible posible permitiendo el paso de tuberías por dentro de la losa (como losas macizas), realizar agujeros y pasos de instalaciones; así como la colocación de barrenos para suspensión de plafones, etc. Teniendo como limitante el hacer recortes o pasos en las áreas macizas cerca de las columnas, donde las cargas son transferidas de la losa a las columnas y las fuerzas de cortante son mayores.

#### 4.2.7.1. Paso a través de la losa

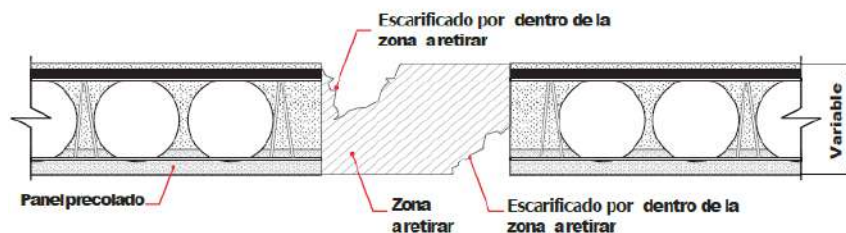
Para los pasos mayores a 25 cm se propone que se diseñen al momento de la colocación de los paneles en vista planta para asegurar un correcto cimbrado y recorte; mientras que para ductos menores a 25 cm de diámetro es mejor barrenarlos después del colado para tener un correcto alineamiento vertical. (*Véase detalle en fig. 4.20*)

**Figura 4.19: Detalle de paso de instalaciones menores a 25 cm**



*fuelle: manual Técnico losas Bubbledeck*

**Figura 4.20: Detalle de paso de instalaciones mayores a 25 cm**

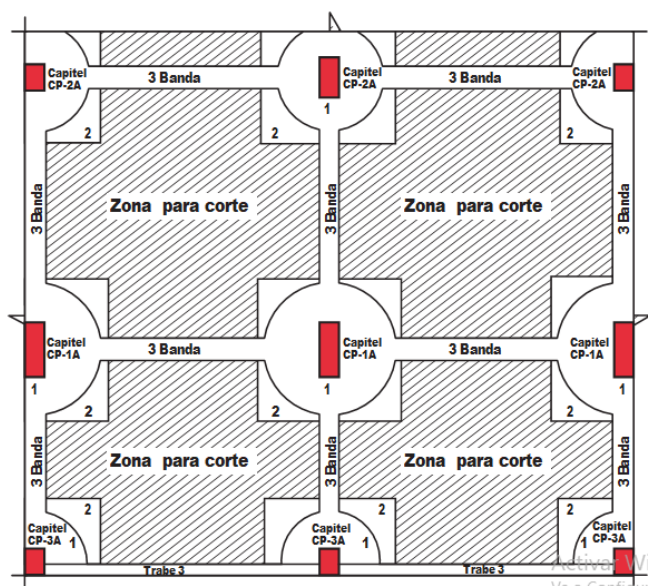


*fuelle: manual Técnico losas Bubbledeck*

Entre algunas recomendaciones a seguir para realización de los pasos son las siguientes:

1. Cualquier corte no deberá pasar por zonas macizas.
2. Evitar cortes en capiteles.
3. Los cortes se deben hacer por el borde externo de las zonas de armado de banda. Ver en la siguiente imagen.
4. Las perforaciones mínimas sin refuerzo adicional serán aplicadas para bajadas hidrosanitarias o ductos de hasta 50 x 50 cm.
5. El ancho de los vanos serán desde 1 x 1 m hasta 5 x 5 m.
6. Se podrá retirar un tablero completo respetando los límites expresados en la siguiente imagen (punto 1, 2 y 3).

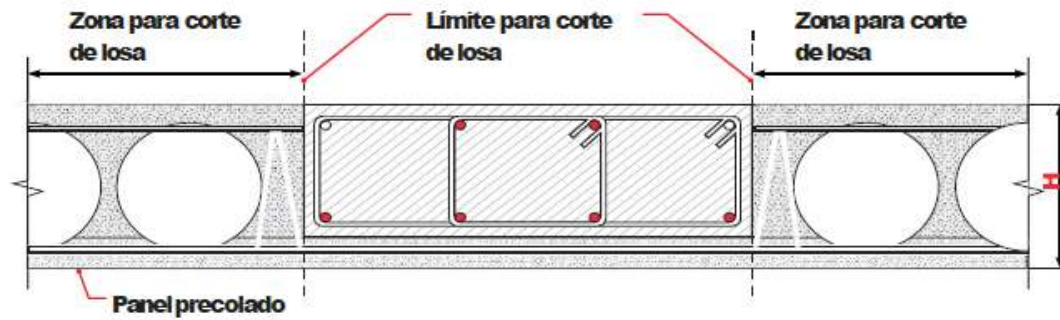
**Figura 4.21: Detalle de zonas de corte en losas BDM**



*fuelle: <https://www.bubbledeckmexico.com/losa-bdm.html>*

7. Se colocará una trabe en caso de que las dimensiones del paso sean las máximas estipuladas. Ver la siguiente imagen:

**Figura 4.22: Detalle de vigas para cortes con máximas dimensiones**



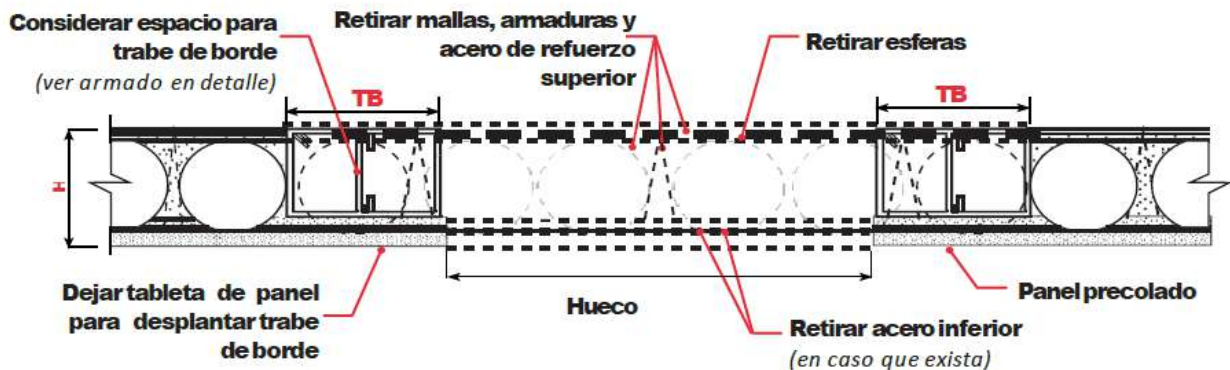
fuelle: <https://www.bubbledeckmexico.com/losa-bdm.html>

8. Todo corte y/o ranura tendrá que ser revisada y aprobada por el estructurista responsable y D.R.O.

#### 4.2.7.2. Procedimiento de corte en losa para dimensiones máximas permitidas

1.- Marcar la zona a recortar en ambas caras del panel, contemplando la medida de la viga de borde que se colocara

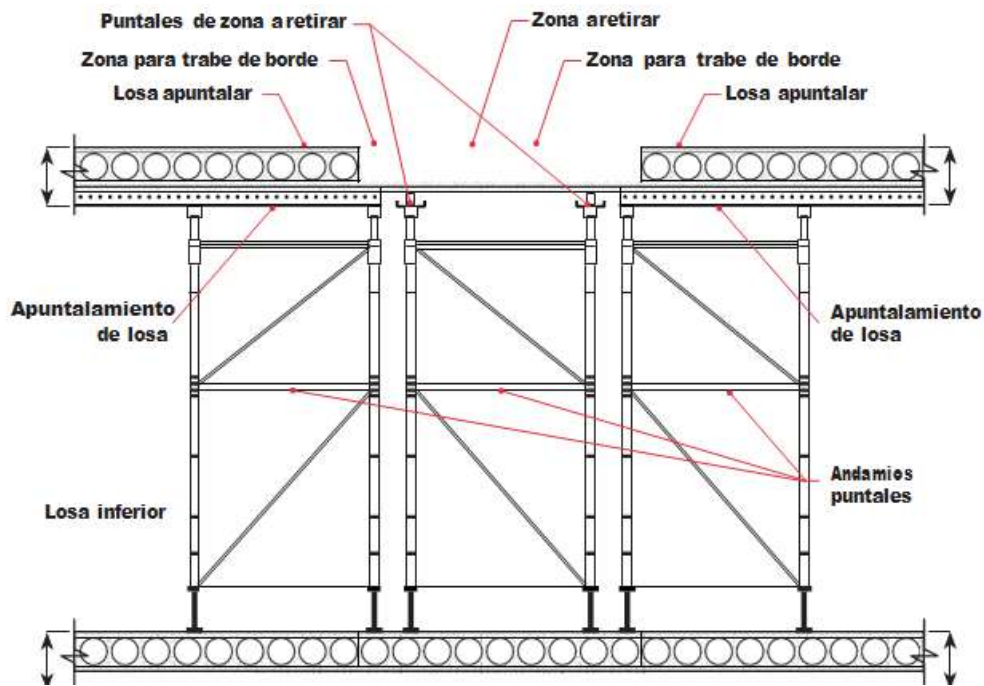
**Figura 4.23: Detalle de corte de losa y colocación de viga de borde para cortes con máximas dimensiones**



fuelle: <https://www.bubbledeckmexico.com/losa-bdm.html>

2.- Cimbrar perimetralmente la zona recortada con andamios apoyados sobre un suelo firme y cortar la losa con discos en ambos lechos, cortando el acero que se requiera.

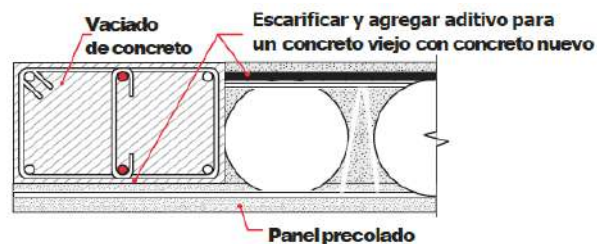
**Figura 4.24: Apuntalamiento correcto para un corte en losa**



*fuelle: Manual Técnico losas Bubbledeck*

3.- Una vez cortada la losa se colocará la trabe de borde, que sirve de refuerzo para la zona de corte.

**Figura 4.25: Detalle de viga en zona de corte**



*fuelle: Manual Técnico losas Bubbledeck*

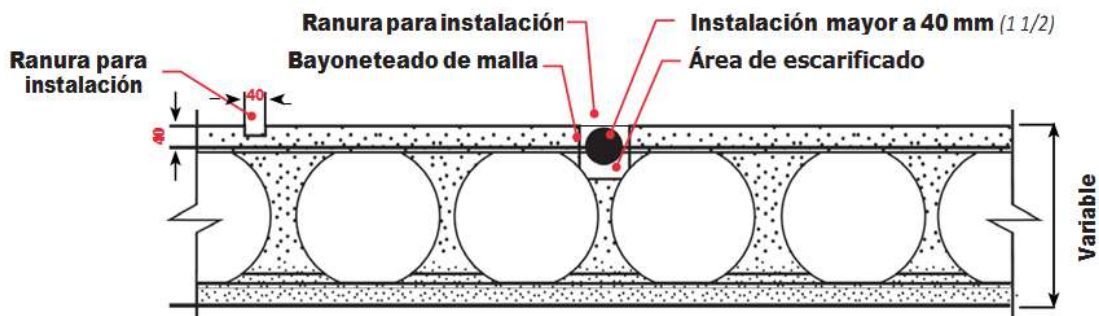
#### 4.- Cimbrado de la viga y colado.

##### 4.2.7.3. Colocación de instalaciones sobre losa

Para colocar instalaciones sobre losa es necesario tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las ranuras realizadas sobre losa no deberán ser mayores a 4cm o 1 ½”
- Las mallas no se recortan por ningún motivo.
- En caso de tener secciones mayores a 1 ½” de instalaciones se deberá bayonetear la malla de refuerzo superior para poder pasar la instalación.

**Figura 4.26: Detalle de instalaciones sobre losa**



*fuelle: Manual Técnico losas Bubbledeck*

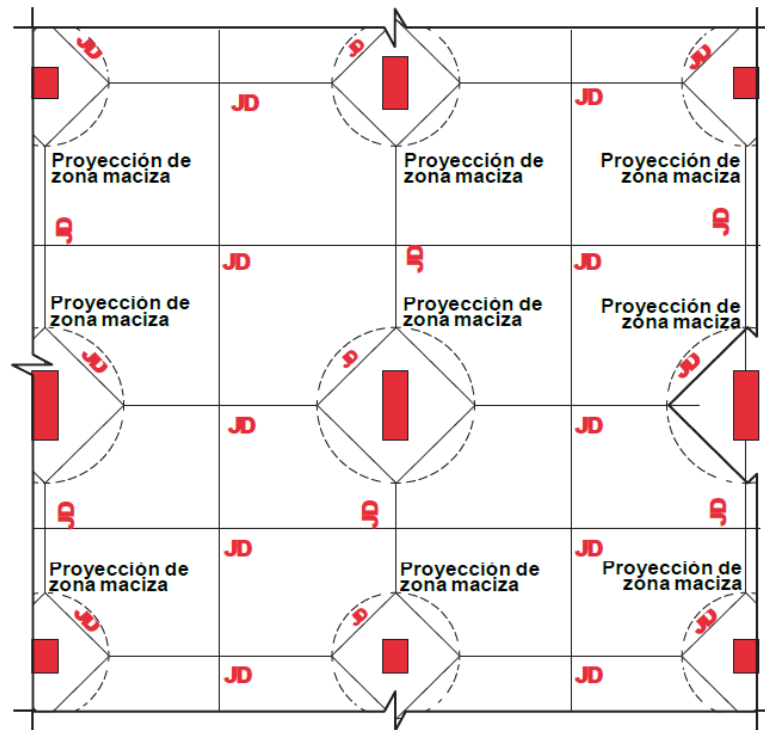
##### 4.2.7.4. Cortes para dilatación de juntas sobre losas

Por cuestión de movimientos o asentamientos de la estructura, se recomienda al constructor realizar un corte o ranura sobre la losa para evitar fracturas. El procedimiento para este trabajo de ser de la siguiente manera:

1. Trazar sobre la losa cuadrantes tomando como referencia los ejes estructurales. Vea la siguiente imagen.
2. Trazar un cuadrado en forma de diamante alrededor de las columnas que solo comprenda la parte maciza o capitel.

3. En caso de que la distancia entre columnas sea mayor a 3 metros se trazara una junta de dilatación intermedia. A como se muestra en la siguiente imagen:

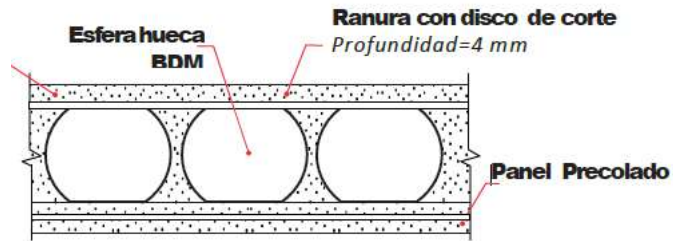
**Figura 4.27: Ubicación de las juntas de dilatación**



*fuentes: Manual Técnico losas Bubbledeck*

4. Terminado el trazo procederemos al ranurado de las juntas con un equipo especial para corte de concreto con punta de diamante. El cual no deberá ser mayor a 4 milímetros de profundidad para evitar cortes del acero de refuerzo superior.

**Figura 4.28: Detalle de junta de dilatación**



*fuelle: Manual Técnico losas Bubbledeck*

5. Una vez hecho el corte se colocará una espuma de forma circular, terminando con un sellado para darle un acabado liso a la junta de dilatación.

#### **4.2.8. Detalles constructivos de losas a elementos de soporte y conexiones**

##### **4.2.8.1. Conexión a Muro Estructural**

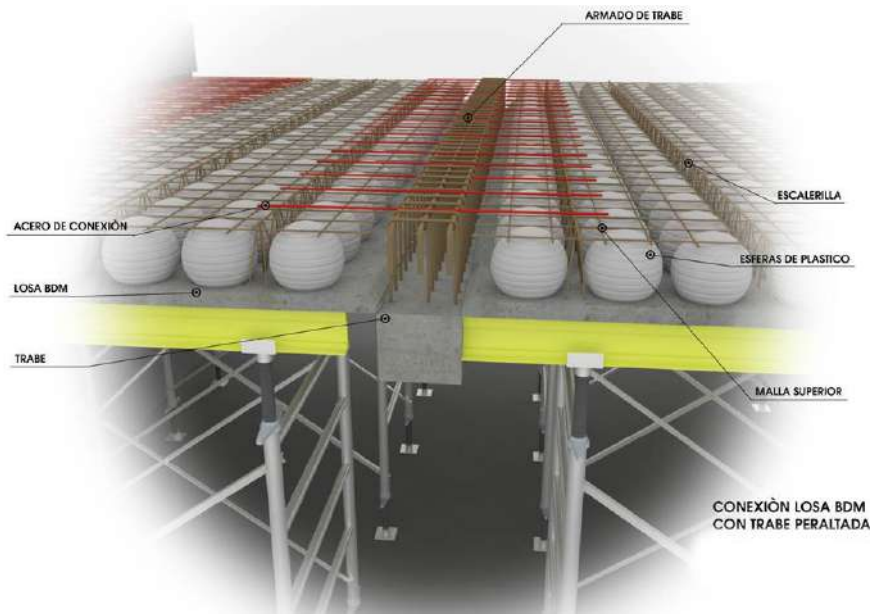
**Figura 4.29: Detalle Conexión a Muro Estructural**



*fuelle: Manual Técnico losas Bubbledeck*

#### 4.2.8.2. Conexión de Paneles con vigas Peraltada

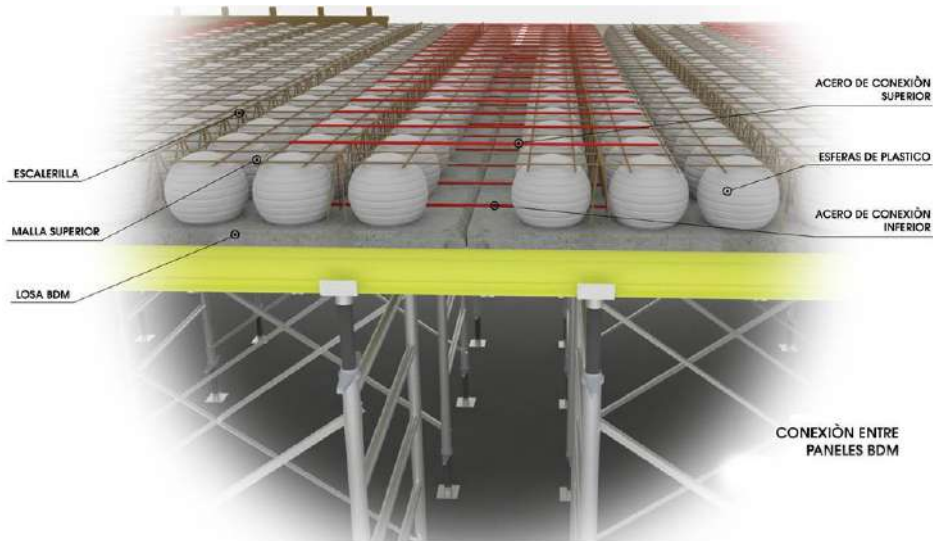
Figura 4.30: Detalle conexión de Paneles con vigas Peraltada



*fuentes: Manual Técnico losas Bubbledeck*

#### 4.2.8.3. Conexión entre Paneles

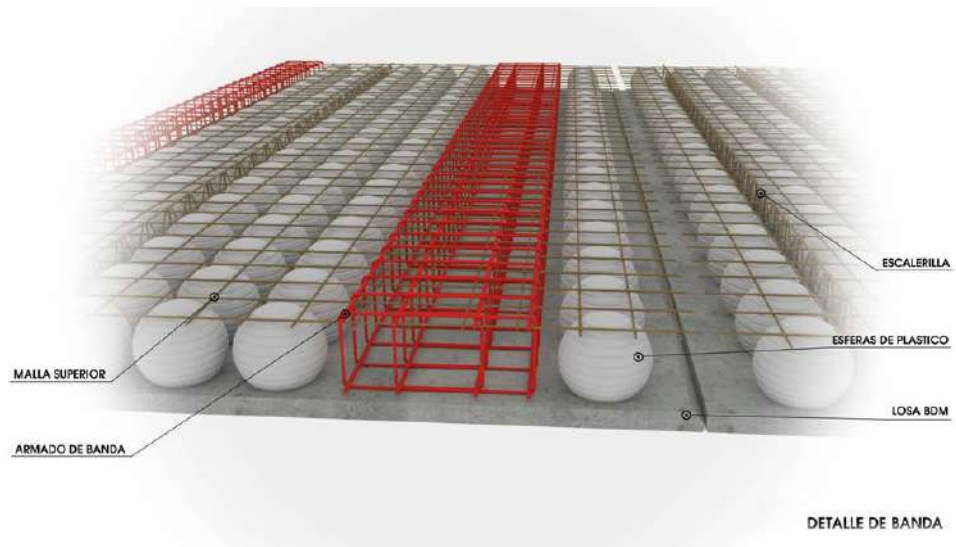
Figura 4.31: Detalle conexión entre Panes



*fuentes: Manual Técnico losas Bubbledeck*

#### 4.2.8.4. Detalle de Banda

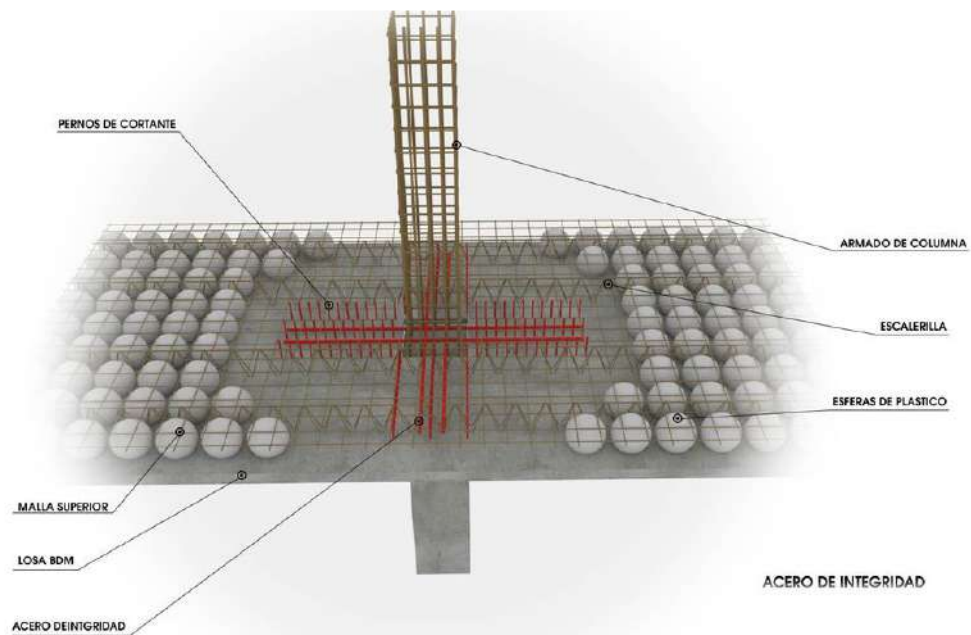
Figura 4.32: Detalle de Banda



*fuelle: Manual Técnico losas Bubbledeck*

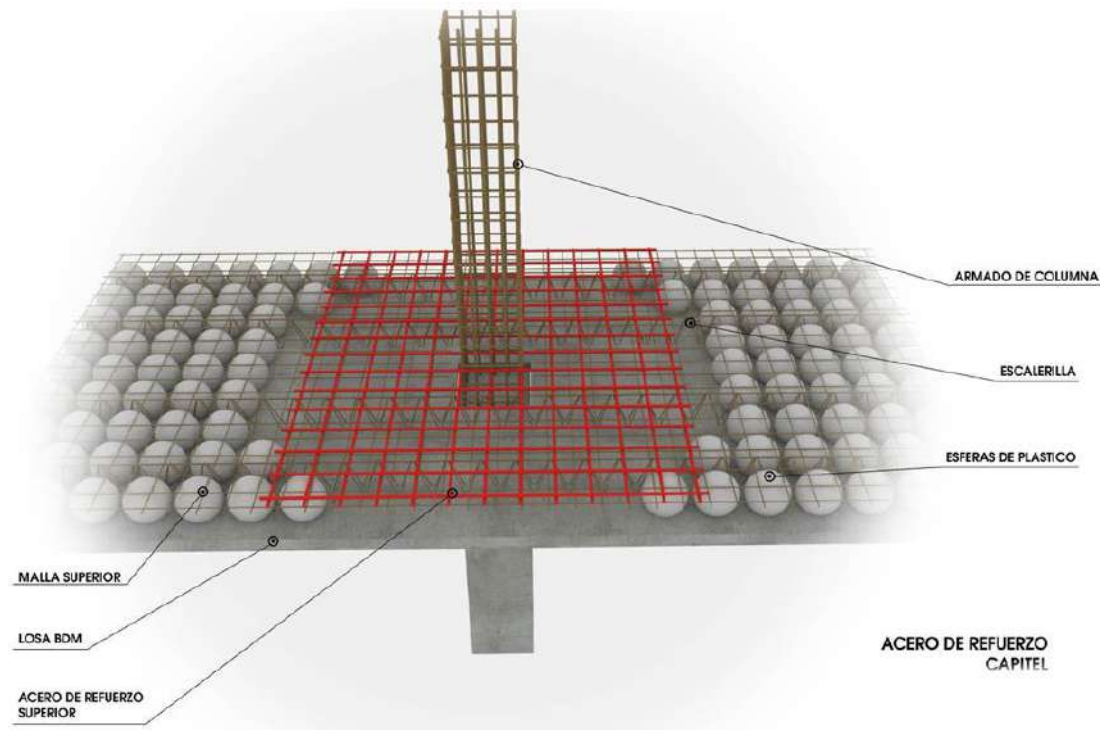
#### 4.2.8.5. Acero de Refuerzo en Capitel

Figura 4.33: Detalle de acero de refuerzo en capitel



*fuelle: Manual Técnico losas Bubbledeck*

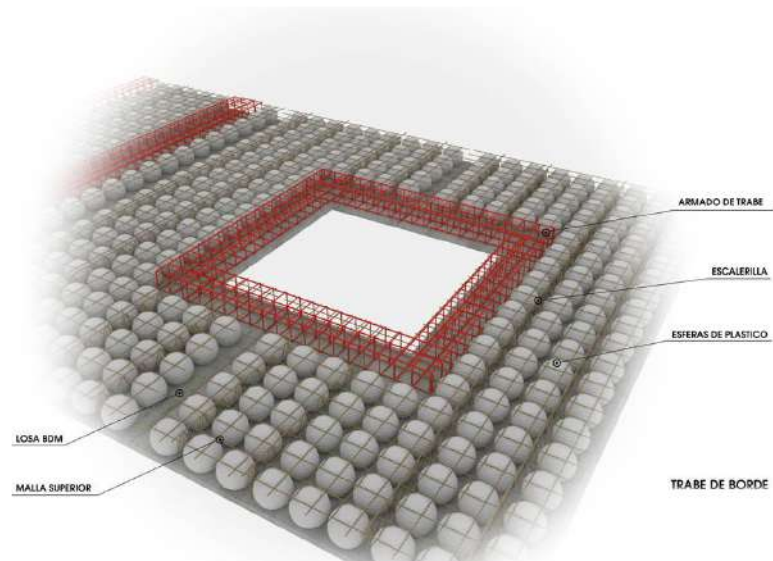
**Figura 4.34: Detalle de acero de refuerzo en capitel**



*fuelle: Manual Técnico losas Bubbledeck*

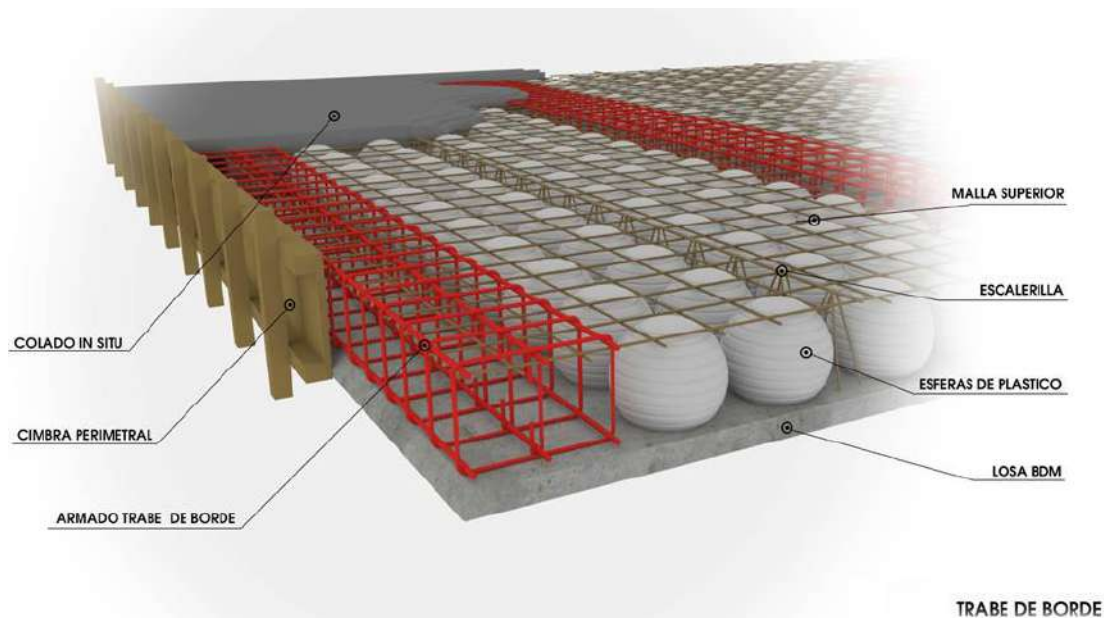
#### 4.2.8.6. Vigas de Borde

**Figura 4.35: Detalle de vigas de borde**



*fuelle: Manual Técnico losas Bubbledeck*

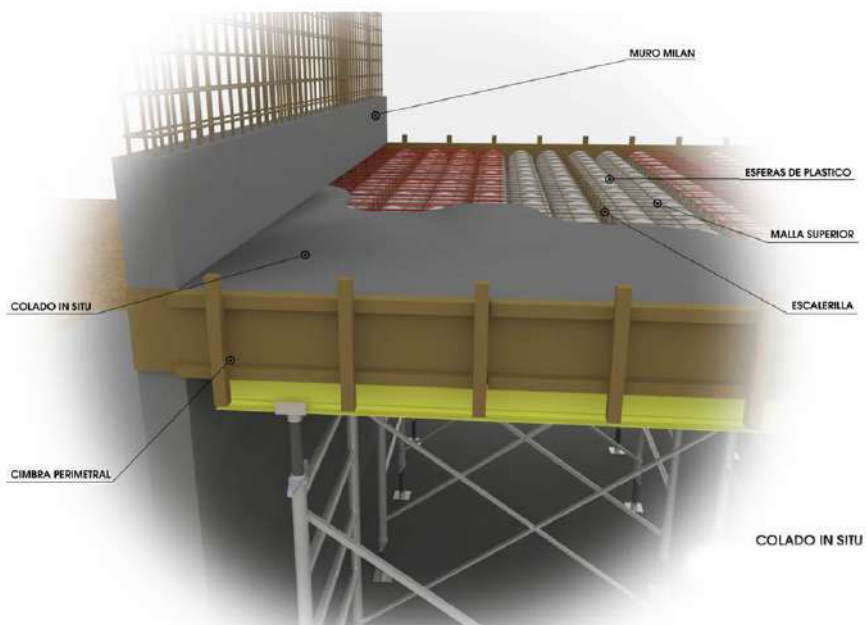
**Figura 4.36: Detalle de vigas de borde**



*fuelle: Manual Técnico losas Bubbledeck*

#### 4.2.8.7. Detalle de Cimbra Perimetral y Colado

**Figura 4.37: Detalle de Cimbra Perimetral y Colado**



*fuelle: Manual Técnico losas Bubbledeck*

### **4.3. Ventajas y Desventajas**

Como ya sabemos una de las principales funciones del sistema Bubble Deck es la eliminación del concreto en una losa hasta casi la mitad de volumen (en comparación con los sistemas tradicionales (losas casetonadas) reduciendo así drásticamente el peso muerto de una estructura. Favoreciendo su uso por ser un sistema innovador, gracias a la propuesta del uso de burbujas de plástico reciclado.

#### **4.3.1. Ventajas**

Dentro de las ventajas que este sistema ofrece es que abarca diferentes áreas durante el proceso de construcción que van desde la producción, seguridad y transporte hasta la sustentabilidad, y de las cuales daremos una explicación a continuación:

##### **4.3.1.1. Estática Estructural**

- Al ser un elemento aligerado el impacto de carga en el suelo será menor, por lo consiguiente puede disminuir considerablemente el armado en la cimentación.
- Mayor longitud entre claros, reduciendo el número de columnas.
- Eliminación de vigas secundarias y terciarias visibles.

##### **4.3.1.2. Producción y Calidad**

- Mejor calidad de los productos debido a la automatización
- De fácil y simple colocación.
- Menores áreas de almacenamiento para suministros, ya que conforme se hace la entrega en obra de las losas se pueden colocar ese mismo día o al día siguiente.
- Paneles ligeros y de fácil levantamiento.

#### **4.3.1.3. Transporte**

- Transporte de hasta 200 m<sup>2</sup> de losa por flete, teniendo como resultado en una jornada de 8 hrs. hasta 4 fletes, es decir, hasta 800 m<sup>2</sup> de losa por día colocados aproximadamente.

#### **4.3.1.4. Seguridad**

- Debido a que el interior de los paneles se conforma de esferas de material PET y por su exterior concreto los paneles son resistentes al fuego.
- Construcción segura a la condensación de la humedad

#### **4.3.1.5. Ahorro Económico**

- Reduce el armado estructural en el sitio al ser un elemento prefabricado, por lo tanto optimiza costos en mano de obra.
- Mayor flexibilidad en cuanto a la colocación de las instalaciones.
- Es adaptable a cualquier tipo de geometría de proyecto.

#### **4.3.1.6. Sustentabilidad**

- 1 kg de material plástico sustituye más de 100 kg de cemento.
- Menos consumo de energía, tanto en la producción, el transporte y llevar a cabo.
- Menos emisiones de gases de escape - desde la producción y el transporte, especialmente el CO<sup>2</sup>.
- Ninguna generación de residuos - 100% reciclado.

#### **4.3.2. Desventajas**

Como todo sistema constructivo nuevo existirán proyectos que su estructura será compatible con las losas BDM y otros en los cuales su adaptación no será tan eficiente, ya sea porque el cálculo estructural no te permite hacer al 100% la conversión al nuevo sistema o económicamente resulta más caro por lo cual será mejor continuar con un sistema constructivo tradicional.

Por lo tanto, hare una breve lista de algunos inconvenientes que se podrían encontrar al usar este sistema o que puede restringir su uso:

1. Por cuestiones de cálculo y diseño sea indispensable el uso de vigas secundarias, entonces tendríamos que hacer una comparación con otro sistema de losa y ver cuál será más eficiente.
2. Económicamente no sea redituable.
3. Que el lugar de la obra tenga demasiadas restricciones o no cuente con las dimensiones necesarias para el acceso del camión con los paneles.
4. Para obras donde el uso de grúa no sea necesario.

#### **4.4. Comparativa del sistema**

¿Qué es lo que hace este sistema diferente al sistema tradicional de losas casetonada?

La respuesta está en los tiempos de programación de la obra, la empresa encargada de este sistema trabaja en conjunto con la empresa constructora para coordinar la entrega de los paneles en tiempo y forma de acuerdo a un programa de obra, ya que el sistema tiene la ventaja de ofrecerte en cada viaje de entrega hasta 200m<sup>2</sup> de losa en paneles y si existe una buena coordinación en la obra puedes estar colocando por día de 400 a 800 m<sup>2</sup> de losa. Teniendo como resultado final que una obra de 2600 m<sup>2</sup> que con un sistema constructivo tradicional la ejecutas en un promedio de 12 meses, con las losas BDM la puedes ejecutar hasta en 6 u 8 meses. Mejorando los tiempos y mano de obra.

## CAPÍTULO V

### 5.1. Conclusiones

En el diseño estructural de la Casa Fiscal Ciudad de Tarija, se llegó a las siguientes conclusiones:

- El suelo de fundación a una profundidad de 2,00 m presenta una resistencia admisible de  $1,20 \text{ kg/cm}^2$  encontrándose un material limo arenoso de textura moderadamente fina con baja plasticidad, sin embargo, esta información es insuficiente ya que no se pudo realizar más ensayos a mayor profundidad debido a las limitaciones de costo y tiempo que tuvo mi persona como estudiante.
- Dadas las características del terreno, y la capacidad portante del suelo medianamente alta, es que se determinó, realizar Zapatas Aisladas de canto constante.
- Para el diseño de la estructura de sustentación aporticada se utilizó el paquete computacional CYPECAD 2018. Donde se verificó la cuantía de acero de los elementos más solicitados en forma manual y se concluyó que los resultados presentan una variación entre el 0 y 7 %, siendo el programa el que nos brinda mayor armadura que el cálculo manual.
- De acuerdo al plan de obra propuesto, el tiempo de ejecución de la obra es de 357 días calendarios.
- El costo estimado del proyecto en obra gruesa es de 3853121.11 Bs. Para un área de  $2866.68 \text{ m}^2$ . Por lo tanto, el costo por  $\text{m}^2$  es de 1344.106 Bs/ $\text{m}^2$ .

## 5.2. Recomendaciones

- Se recomienda realizar nuevos estudios de suelo a mayores profundidades a la hora de emplazar el proyecto, para corroborar que la resistencia del suelo de  $1,2 \text{ Kg/cm}^2$  asumida se encuentre a favor de la seguridad y al mismo tiempo se pueda constatar que no se encuentren nuevos estratos de suelo con resistencias menores que puedan afectar el comportamiento estructural de las fundaciones y de la estructura en su conjunto.
- 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.
- Se recomienda cumplir con todos los puntos estipulados en la norma y especificaciones técnicas para la construcción, garantizando así la calidad y seguridad del edificio.
- Para las máximas solicitaciones obtenidas, realizar una verificación en otro programa de cálculo diferente, para contrastar resultados en casos de diferencias.
- Para poder llegar a obtener la resistencia de Hormigón solicitada usar agregados de buena calidad y realizar un buen control en la dosificación.
- Al realizar el diseño de las estructuras de hormigón armado como es el caso de las vigas, columnas, zapatas y losas. Se recomienda cumplir con los recubrimientos mínimos que indica la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, para evitar la posible oxidación de la armadura que pueda disminuir considerablemente su resistencia.
- Se recomienda difundir a todos los sectores de la construcción todas las ventajas que presenta la losa con esferas y discos de plástico para que la misma se vuelva más comercial en nuestro medio como lo es en el país vecino de Argentina.
- Cuando se realice la ejecución del proyecto, se recomienda actualizar los precios unitarios de los materiales de construcción y de la mano de obra.

## **BIBLIOGRAFÍA**

- Braja, M. (2001) " Principios de ingeniería de Cimentaciones, Editorial Internacional Thomson Editores. ". México
- Calavera Ruiz, J. (1999). “Proyecto y Cálculo de estructuras de Hormigón – Tomos I y II”, Editorial Infoprint. España.
- Concretec. Ficha técnica (2018) – Viguetas presentadas. (2015). “Revista Presupuestos y Construcción Julio – octubre”
- Jiménez Montoya P. (2000) “Hormigón Armado, 14a Edición” Editorial Gustavo Gili Retrieved from <http://www.novaideas-bolivia.com/>, S.A. Barcelona
- Ministerio de urbanismo y vivienda La Paz, Bolivia (julio de 1989) Norma Boliviana del Hormigón Texto técnico normativo especializado, edición Armado CBH-87
- Regalado Tesoro F. (2003) “Los forjados reticulares” primera edición, Editorial bibliográfica técnica España.
- Manual técnico losa BubbleDeck. Sistema de losa aligerada con esferas plásticas.