

# **CAPÍTULO 1**

## **ANTECEDENTES DEL PROYECTO**

### **1. ANTECEDENTES**

#### **1.1. INTRODUCCIÓN**

La cultura desde antes y en nuestros tiempos ha sido parte importante para el desarrollo de los municipios y además reúne características y actividades indispensables que ayudan a enriquecer los conocimientos de cada ser humano. Y es a través de la cultura donde la sociedad reflexiona de su forma de vida, comportamiento y de cómo poder salir adelante a través de ella.

Actualmente personas involucradas en actividades culturales como lo son estudiantes de nivel básico, primario, secundario, diversificado y personas que a nivel universitario han destacado en el municipio; demandando áreas adecuadas para realizar actividades entre las cuales se mencionan: un salón para recibir clases de danza chaqueña y música en general, talleres con sus respectivos mobiliarios para practicar la escultura, pintura, etc., además de áreas para llevar a cabo acto teatral y de danza.

La Casa de la Cultura de la ciudad de Yacuiba será la institución encargada de realizar estas actividades y donde es considerada muchas veces como una oficina o peor aún, un comité, por lo que nunca ha tenido un espacio para realizar adecuadamente sus funciones, dando en cuenta que sí es necesario un lugar con óptimas condiciones para llevarlas a cabo, porque por más que se quisiera improvisar en cuanto a instalaciones no se cubren las necesidades básicas de los usuarios las cuales son: amplios espacios para llevar a cabo las diferentes artes, salones para practicar tanto el teatro como la danza y otras más.

Actualmente no existe un edificio específico como casa de la cultura, las actividades programadas se realizan en las sales particulares, el polideportivo, escuelas, institutos o en los colegios y ya que existe la voluntad y el deseo de promover la cultura en Yacuiba se ha continuado a pesar de las incomodidades para llevar a cabo estas actividades.

Ante esta necesidad la alcaldía de Yacuiba se vio en la tarea de realizar un edificio exclusivamente al esparcimiento cultural de la ciudad de Yacuiba.

Dicho proyecto será la construcción de una Casa de la Cultura, lugar donde se podrá realizar eventos culturales como teatro, exposición de artesanías y danzas.

## **1.2. EL PROBLEMA**

### **1.2.1. PLANTEAMIENTO**

El proyecto de Casa de la Cultura se realiza en base a necesidades del municipio de Yacuiba, para ser utilizada no solamente por sus pobladores sino también por municipios vecinos como también por turistas de cualquier parte del mundo que deseen conocer nuestra cultura y apreciar nuestras bellezas naturales. Este proyecto además de generar un beneficio económico tanto al municipio, será de beneficio cultural que es lo que se busca ya que por este medio nuestro país puede engrandecerse de igual forma.

### **1.2.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

¿Favorecerá a los habitantes del Municipio de Yacuiba, la construcción de un edificio de Casa de la Cultura para que pueda ser utilizado para las diferentes actividades culturales que ahí se lleven a cabo y que también por medio de ello los habitantes puedan crecer en cultura y tradición, así como poder interactuar con otras culturas; y puedan contar con un espacio favorable de expresiones artísticas que demuestre la esencia del municipio?

## **1.3. OBJETIVOS**

### **1.3.1. OBJETIVO GENERAL**

Realizar el Diseño estructural de la “Casa de la Cultura de la ciudad de Yacuiba” según el diseño arquitectónico proporcionada por la Alcaldía de Yacuiba, cumpliendo con los parámetros de diseño de la Norma Boliviana de Hormigones (CBH-87).

### **1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Analizar el Levantamiento topográfico y conocer las características físicas del lugar de emplazamiento del proyecto.
- Realizar los ensayos de suelos para la determinación de la capacidad portante del terreno de fundación de la estructura.
- Proporcionar mediante un análisis estructural los esfuerzos de la edificación con la ayuda del programa ETABS 2016.
- Aplicar la norma AISI-96 para realizar el diseño de la cubierta metálica bajo sus recomendaciones.
- Realizar el diseño de las diferentes piezas estructurales, con las recomendaciones de la Norma Boliviana de Hormigones CBH-87
- Realizar los planos estructurales y de detalles, con la ayuda del programa AUTOCAD 2016, de todos los elementos estructurales.
- Realizar el cronograma de ejecución de la Obra, tomando en cuenta la Ruta Crítica.
- Realizar el costo total de la Obra tomando en cuenta los: Materiales, Maquinaria y equipo y Mano de obra e impuesto de ley aproximados a ser usados en la ejecución de este proyecto para inversión pública.

## **1.4. JUSTIFICACIÓN**

### **1.4.1. ACADÉMICO**

Profundizar los conocimientos adquiridos en el diseño estructural de edificaciones analizando las estructuras de acuerdo a su forma de uso. Además, plantear soluciones a los distintos problemas que se presenten en el cálculo estructural basando en el principio de ingeniería que son el análisis, cálculo y verificación.

Y también como estudiante aplicar todo el conocimiento adquirido durante mi formación universitaria en la carrera de Ingeniería Civil. Esto incluye la aplicabilidad de las siguientes asignaturas: Análisis Estructural, Resistencia de Materiales, Estructuras Metálicas y Hormigón Armado.

Al mismo tiempo con la culminación de este Proyecto de Ingeniería Civil se espera obtener el título de Licenciatura en Ingeniería Civil.

#### **1.4.2. TÉCNICO**

Realizar un análisis técnico de acuerdo a normativas en el cálculo y diseño de la estructura de sustentación, según la información de la zona y los resultados de los estudios que se realizan.

#### **1.4.3. SOCIAL-INSTITUCIONAL**

Contribuir a la población de la ciudad de Yacuiba, con el diseño estructural de la “Casa de Cultura de la ciudad de Yacuiba” para solucionar el problema de un sitio de esparcimiento cultural, contando con una estructura que cumpla con los criterios de funcionalidad y confort para los usuarios.

### **1.5. ALCANCE DEL PROYECTO**

El proyecto de la “Casa de la Cultura de la ciudad de Yacuiba” contempla lo siguiente: Realizar el diseño estructural de la estructura de sustentación de “Casa de la Cultura de la ciudad de Yacuiba”

Recopilación y procesamiento de la información técnica disponible en el Municipio de la ciudad Yacuiba.

Obtención del estudio de suelos para determinar la resistencia admisible del terreno de fundación de la infraestructura.

Planos estructurales del cálculo estructural.

Cronograma de ejecución, especificaciones técnicas, cómputos métricos, precios unitarios y presupuesto general del proyecto.

El proyecto está enfocado al diseño estructural como su prioridad, por lo tanto, no se realizará el diseño de instalaciones eléctricas, sanitarias, agua potable, pluviales.

### **1.6. LOCALIZACIÓN DE PROYECTO**

El proyecto de Casa de la Cultura se llevará a cabo en un terreno de 735.24 metros cuadrados, previo ubicado frente a la plaza principal Av. Sta Cruz entre Crevaux y Cochabamba.



**Figura 1.1:** Ubicación de la Casa de la Cultura

**Fuente:** Google Earth



**Figura 1.2:** Plano ciudad d Yacuiba

**Fuente:** Elaboración monumental del mártir Pedro Domingo Murillo en la ciudad de Yacuiba, U.M.S.A

## **1.7. SERVICIOS BÁSICOS EXISTENTES**

### **1.7.1. AGUA POTABLE**

En el lugar de emplazamiento en el barrio La Cruz de la ciudad de Yacuiba la gran mayoría de las familias cuentan con el servicio de Agua potable proporcionado por la empresa E.M.A.P.Y.C., teniendo una cobertura total al área del proyecto.

### **1.7.2. ALCANTARILLADO**

En el barrio La Cruz también se tiene el servicio de Alcantarillado Sanitario, teniendo una cobertura del 100% en el proyecto.

### **1.7.3. ENERGÍA ELÉCTRICA**

En el sitio del proyecto se cuenta con servicio de energía eléctrica, el cual es fundamental para realizar las distintas actividades tanto en el día y especialmente en la noche. Este servicio es proporcionado por SETAR.

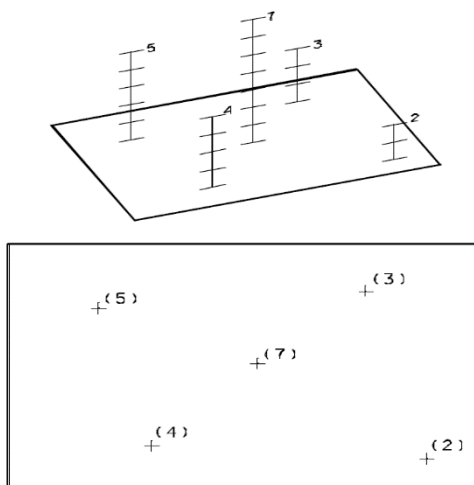
## CAPÍTULO 2

### MARCO TEÓRICO

#### 2. MARCO TEÓRICO

##### 2.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Si recordamos la Fig. 3, vemos que, en el sistema acotado, los puntos vienen determinados por su proyección sobre el plano y por su cota. Del mismo modo, todo levantamiento topográfico puede dividirse en dos partes, la primera encargada de obtener, por diferentes métodos, la proyección horizontal sobre un plano. A ésta se la denomina *planimetría*. La segunda parte será la encargada de obtener las cotas de los



**Figura 2.1:** Fundamento del Sistema de Planos Acotados.

**Fuente:** *Nociones de topografía, Geodesia y Cartografía*; Jorge Franco Rey; Pág.:6 puntos anteriores, denominándose *altimetría*.

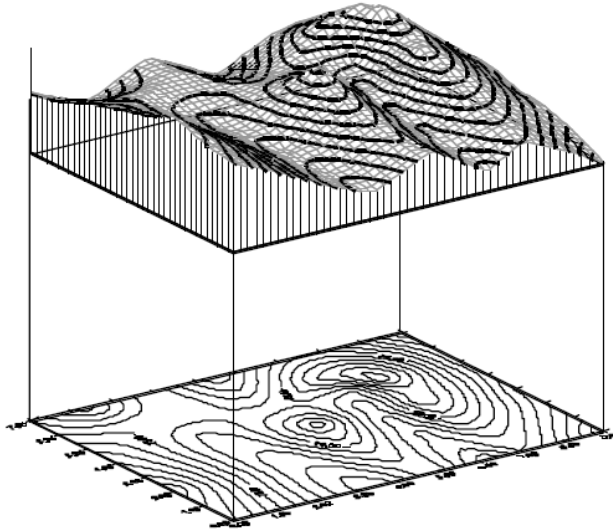
Por último, un *levantamiento topográfico* es el conjunto de operaciones necesarias para obtener la representación de un determinado terreno natural. Los levantamientos convencionales suelen llevarse a cabo mediante topografía clásica o bien mediante la aplicación de la fotogrametría.<sup>1</sup>

---

<sup>1</sup> **Nociones de topografía, Geodesia y Cartografía**; Jorge Franco Rey; 1º Edición; Pág.: 13.

### 2.1.1. CURVAS DE NIVEL

Pueden definirse las curvas de nivel como “*Isopletas que, en un mapa, representan la línea de intersección de un determinado plano horizontal con la superficie del terreno*”, es decir, son curvas que unen puntos del terreno con la misma altitud (Fig.



*Figura 2.2: Fundamento de las curvas de nivel.*

*Fuente: Nociones de topografía, Geodesia y Cartografía; Jorge Franco Rey; Pág.:15*

4). También se denominan *isohipsas* y, cuando representan el relieve submarino, *curvas batimétricas*.

Las distancias a las que se sitúen los planos horizontales son las que determinan los intervalos verticales entre las curvas, que pueden ser fijos (*equidistancia*, caso más usual) o variables. El nivel cero corresponde al nivel del mar, correspondiendo a éste la línea de nivel de cota cero o *línea de costa*. La altitud de los otros planos suele corresponder a cifras redondeadas y suelen representarse de una manera jerárquica, dando lugar a *curvas ordinarias* (cada 1 m, por ejemplo) y *curvas maestras*, trazadas con un grueso destacado (cada 5 m), llevando indicado su valor.<sup>2</sup>

---

<sup>2</sup> **Nociones de topografía, Geodesia y Cartografía;** Jorge Franco Rey; 1º Edición; Pág.: 15.



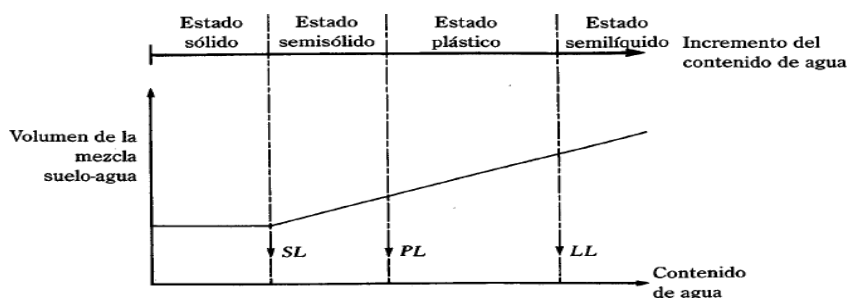
## 2.2. ESTUDIO DE SUELOS

### 2.2.1. GRANULOMETRÍA

En cualquier masa de suelo, los tamaños de los granos varían considerablemente. Para clasificar apropiadamente un suelo se debe conocer su *distribución granulométrica*. La distribución granulométrica de suelos de *grano grueso* es generalmente determinada mediante *análisis granulométrico por mallas*. Para suelo de *grano fino*, la distribución granulométrica puede obtenerse por medio de *análisis granulométrico con el hidrómetro*.<sup>3</sup>

### 2.2.2. LÍMITES DE ATTERBERG

Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, este puede fluir como un *semilíquido*. Si el suelo secado granulométricamente, se comportara como material *plástico, semisólido o sólido*, dependiendo de su contenido de agua. Este en por ciento, con el que el suelo cambia de un estado líquido a un estado plástico se define como *límite líquido (LL)*. Igualmente, los contenidos de agua en por ciento, con el que el suelo cambia de un estado plástico a un estado semisólido y de un semisólido a un sólido se define como el *límite plástico (PL)* y el *límite de contracción (SL)*, respectivamente. Estos se denominan *límites de Atterberg* (Fig.5.).<sup>4</sup>



**Figura 2.3:** Definición de los límites de Atterberg

**Fuente:** *Principios de Ingeniería de cimentaciones; Braja M. Das; Pag.:15.*

<sup>3</sup> **Principios de Ingeniería de cimentaciones;** Braja M. Das; Cuarta Edición; Editorial Thomson; pag.:2.

<sup>4</sup> **Principios de Ingeniería de cimentaciones;** Braja M. Das; Cuarta Edición; Editorial Thomson; pag.:15.

### 2.2.3. SISTEMA DE CLASIFICACIÓN

Los sistemas de clasificación de suelos dividen a estos en grupos y subgrupos en base a propiedades ingenieriles comunes tales como la *distribución granulométrica*, *el límite líquido* y *el límite plástico*. Los dos sistemas principales de clasificación actualmente en uso son: el Sistema AASTHO (*American Association of System State Highway and Transportation Officials*) y *el Unified Soil Classification (también ASTM)*. El sistema de clasificación AASTHO se usa principalmente para clasificación de las capas de carreteras. No se usa en la construcción de cimentaciones.<sup>5</sup>

### 2.2.4. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (S.P.T.)

Este procedimiento es entre todos los exploratorios preliminares quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al subsuelo y no solo en lo referente a descripción; probablemente es también el más ampliamente usado.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que como repetidamente se indicó, es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple. Además, el método lleva implícito un muestreo que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

En 1902 Charles R. Gow sustituyó el sistema de reconocimiento mediante lanza hidráulica, por un método de tomas de muestras en seco utilizando un tubo de una pulgada de diámetro que con una masa de 110 lb.

En 1927 Linston Hart y Gordon A. Fletcher de la sociedad Raymonde Concrete Pile, construyeron una cuchara hendida longitudinalmente, de dos pulgadas de diámetro que más tarde ha sido conocida con el nombre de “Standard Penetration Test” (SPT).

---

<sup>5</sup> **Principios de Ingeniería de cimentaciones;** Braja M. Das; Cuarta Edición; Editorial Thomson; pag.:17.

El principio de reconocimiento llamado *SPT* es el siguiente: Se ejecuta un taladro y a continuación se lleva al fondo de la perforación una cuchara normalizada que se clava 15 cm. en la capa a reconocer. El sondista hace entonces una señal sobre el varillaje y cuenta el número de golpes *N* necesarios para hincar de nuevo la cuchara a profundidad de un pie (30 cm.). La masa que se utiliza para la hincada pesa 140 lb. y la altura de caída es de 30 pulgadas lo que corresponde a un trabajo de 0.5 Kg. por golpe aproximadamente.

El *SPT* relativamente poco empleado en Europa se utiliza sistemáticamente en todos los países de América. Sus modalidades de aplicación están definidas en numerosas especificaciones.<sup>6</sup>

### **2.3. DISEÑO ARQUITECTÓNICO**

Con base en la alternativa aprobada se elaborarán los anteproyectos estructurales, con los que se definirán: secciones aproximadas de los elementos estructurales, juntas de construcción, geometría de la cubierta, escaleras; localización de tableros eléctricos, ductos para la instalación y demás conceptos necesarios para la elaboración del proyecto arquitectónico definitivo.

Los planos arquitectónicos definidos comprenden los siguientes planos:

- Plano en plantas.
- Plano de fachadas.
- Plano de corte.
- Plano de Instalaciones hidrosanitarias y eléctricas.

### **2.4. IDEALIZACIÓN ESTRUCTURAL**

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

---

<sup>6</sup> Laboratorio de Suelos U.A.J.M.S.; Ing. María Soto;

será muy difícil, sino que es imposible de realizar. El proceso de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis se llama idealización estructural

Las líneas localizadas a lo largo de las líneas centrales de las componentes representan a las componentes estructurales. El croquis de una estructura idealizada se llama diagrama de líneas.

## **2.5. DISEÑO ESTRUCTURAL**

### **2.5.1. ESTRUCTURA DE LA CUBIERTA**

#### **2.5.1.1. Norma de diseño “AISI 96”**

Esta *Especificación* se aplica al diseño de miembros estructurales conformados en frío a partir de láminas, planchas, planchuelas, o barras de acero al carbono o de baja aleación de no más de una pulgada (25,4 mm) de espesor y utilizadas para soportar cargas en un edificio. Está permitido utilizarla para estructuras que no sean edificios siempre que los efectos dinámicos se consideren adecuadamente. El diseño se debe efectuar de acuerdo con los requisitos para el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), o de acuerdo con los requisitos para el Diseño por Tensiones Admisibles (ASD). Ambos métodos son igualmente aceptables, aunque es posible que no produzcan idénticos resultados. Sin embargo, al diseñar los diferentes componentes de acero conformado en frío de una estructura no se deben mezclar estos dos métodos.<sup>7</sup>

#### **2.5.1.2. Requisitos de resistencia para LFRD**

Un diseño satisface los requisitos de esta *Especificación* cuando la resistencia de cálculo de cada uno de los componentes estructurales es mayor o igual que la resistencia requerida determinada en base a las cargas nominales, multiplicadas por los factores de carga correspondientes, para todas las combinaciones de cargas aplicables.

---

<sup>7</sup> **Especificación para el diseño de miembros estructurales de acero conformado en frío;** American Iron and Steel Institute; Junio, 1997 Pág. :27

El diseño se debe efectuar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

$R_u$ = Resistencia requerida.

$R_n$ = Resistencia nominal.

$\Phi$ = Factor de Resistencia.

$\Phi R_n$ = Resistencia de Cálculo.<sup>8</sup>

### 2.5.1.3. Combinaciones de carga

La estructura y sus componentes se deben diseñar de manera que las resistencias de cálculo sean mayores o iguales que los efectos de las cargas nominales factorizadas para cada una de las siguientes combinaciones de cargas:

1.  $1,4 D + L$
2.  $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R_r)$
3.  $1,2 D + 1,6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R_r) + (0,5 L \text{ ó } 0,8 W)$
4.  $1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R_r)$
5.  $1,2 D + 1,5 E + 0,5 L + 0,2 S$
6.  $0,9 D - (1,3 W \text{ ó } 1,5 E)$

Donde:

$D$ = Carga muerta nominal.

$L$ = Carga viva nominal.

$L_r$ = Carga viva nominal de techo.

$S$ = Carga nominal de nieve

$R_r$ = Carga nominal de lluvia en techos.

$W$ = Carga nominal de Viento.

$E$ = Carga nominal de Sismo.<sup>9</sup>

---

<sup>8</sup> **Especificación para el diseño de miembros estructurales de acero conformado en frío;** American Iron and Steel Institute; Junio, 1997 Pág. :33

<sup>9</sup> **Especificación para el diseño de miembros estructurales de acero conformado en frío;** American Iron and Steel Institute; Junio, 1997 Pág. :33

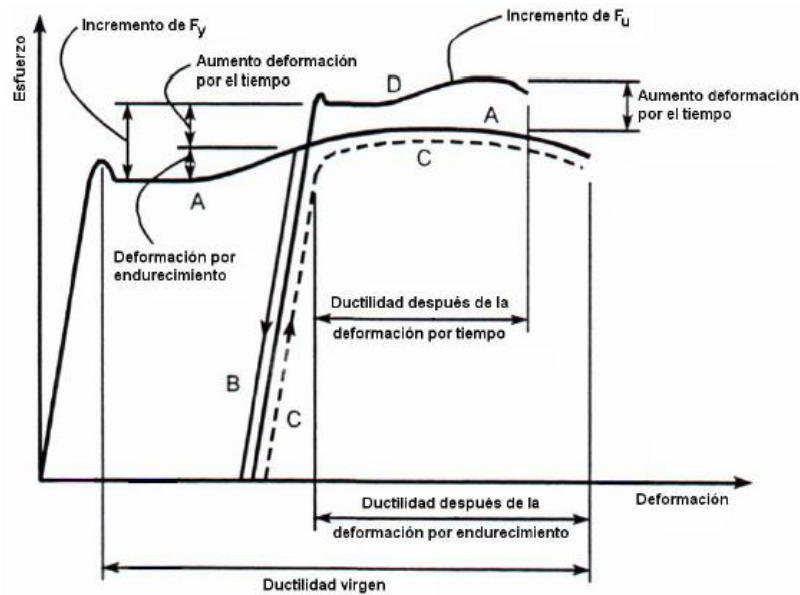
### 2.5.1.4. Factores de resistencia

**Tabla 2.1:** Factores de Resistencia

<i>Miembros en tensión</i>	0.95
<i>Miembros en compresión</i>	0.85
<i>Montantes de muro (axial)</i>	0.85 a 0.90
<i>Miembros en flexión</i>	0.90 a 0.95
<i>Resistencia a cortante en el alma</i>	0.90 a 1.00
<i>Desgarramiento del alma</i>	0.75 a 0.80
<i>Conexiones atornilladas</i>	0.55 a 0.75
<i>Conexiones soldadas</i>	0.50 a 0.90

**Fuente:** Diseño de estructuras de acero formado en frio usando las especificaciones AISI-96; Cristina Beatriz Ramírez Alva Pag.:24.

### 2.5.1.5. Propiedades del acero por efectos del conformado en frio



**Figura 2.4:** Propiedades mecánicas del Acero conformado en frio.

**Fuente:** Diseño de estructuras de acero formado en frio usando las especificaciones AISI-96; Cristina Beatriz Ramírez Alva Pag.:16.

### 2.5.1.6. Diseño de miembros sometidos a tracción

Para los miembros cargados con tracción axial, la resistencia nominal a la tracción,  $T_n$ , se debe determinar de la siguiente manera:

$$T_n = A_n * F_y$$

$$\phi_t=0.95$$

Donde:

$T_n$  = Resistencia nominal del miembro cuando está traccionado.

$A_n$  = Superficie neta de la sección transversal.

$F_y$  = Tensión de fluencia de cálculo.<sup>10</sup>

### 2.5.1.7. Diseño de miembros sometidos a flexión

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , se debe calcular ya sea en base a la iniciación de la fluencia en la sección efectiva (Procedimiento I) o en base a la capacidad de reserva inelástica (Procedimiento II) según corresponda.

Para secciones con alas comprimidas rigidizadas o parcialmente rigidizadas:

$$\Phi_b=0.95$$

Para secciones con alas comprimidas no rigidizadas:

$$\Phi_b=0.90$$

(a) Procedimiento I - En base a la iniciación de la fluencia

El momento de fluencia efectivo en base a la resistencia de la sección,  $M_n$ , se debe determinar de la siguiente manera:

$$M_n = S_e * F_y$$

Donde:

$F_y$  = Tensión de fluencia de cálculo.

$S_e$  = Módulo elástico de la sección efectiva calculado con la fibra extrema comprimida o traccionada a  $F_y$ .

---

<sup>10</sup> Especificación para el diseño de miembros estructurales de acero conformado en frío; American Iron and Steel Institute; Junio, 1997 Pág. :51.

(b) Procedimiento II - En base a la capacidad de reserva inelástica

La capacidad de reserva flexional inelástica se puede utilizar cuando se satisfacen las siguientes condiciones:

- (1) El miembro no está sujeto a torsión ni a pandeo lateral, torsional o torsional-flexional.
- (2) El efecto de la conformación en frío no se incluye al determinar el límite de fluencia  $F_y$ .
- (3) La relación entre la profundidad de la porción comprimida del alma y su espesor no es mayor que  $\lambda_1$ .
- (4) El esfuerzo de corte no es mayor que  $0,35F_y$  por la superficie del alma,  $ht$ .
- (5) El ángulo entre cualquier alma y la vertical no es mayor que 30 grados.

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , no debe ser mayor que  $1,25 S_e F_y$  determinada de acuerdo con el Procedimiento I ni que aquella que provoca una máxima deformación por compresión de  $C_y \cdot e_y$  (no se limita la máxima deformación por tracción).

Donde:

$e_y$  = Deformación de fluencia =  $F_y/E$

$E$  = Módulo de elasticidad longitudinal

$C_y$  = Factor de deformación por compresión determinado de la siguiente manera:

(a) Elementos comprimidos rigidizados sin rigidizadores intermedios

$$C_y = 3 \text{ para } \frac{w}{t} \leq \lambda_1$$

$$C_y = 3 - 2 * \left( \frac{\frac{w}{t} - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \right) \text{ para } \lambda_1 < \frac{w}{t} < \lambda_2$$

$$C_y = 1 \text{ para } \frac{w}{t} > \lambda_2$$

Donde:

$$\lambda_1 = \frac{1.11}{\sqrt{F_y/E}}$$



$$\lambda_2 = \frac{1.28}{\sqrt{F_y/E}}$$

(b) Elementos comprimidos no rigidizados

$$C_y = 1.$$

(c) Elementos comprimidos con rigidización múltiple y elementos comprimidos con rigidizadores de borde

$$C_y = 1.^{11}$$

### 2.5.1.8. Diseño de miembros sometidos a compresión

Los miembros en los cuales la resultante de todas las cargas que actúan sobre el miembro es una carga axial que pasa a través del baricentro de la sección efectiva calculada a la tensión,  $F_n$ .

(a) La resistencia axial nominal,  $P_n$ , se debe calcular de la siguiente manera:

$$P_n = A_e F_n$$

$$\phi_c = 0,85$$

Donde:

$A_e$  = Superficie efectiva a la tensión  $F_n$ .

$F_n$  = se determina de la siguiente manera:

Para  $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

Para  $\lambda_c > 1.5$

$$F_n = \left[ \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y$$

Donde:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$F_e$  = la menor de las tensiones de pandeo elástico flexional, torsional y torsional flexional.

---

<sup>11</sup> Especificación para el diseño de miembros estructurales de acero conformado en frío; American Iron and Steel Institute; Junio, 1997 Pág. :51.

(b) Las secciones cargadas de forma concéntrica se deben diseñar para un momento flector adicional según lo especificado en las definiciones de  $M_x$ ,  $M_y$  (ASD) o  $M_{ux}$ ,  $M_{uy}$  (LRFD), Sección C5.2

(c) Preferentemente la relación de esbeltez,  $KL/r$ , de todos los miembros comprimidos no debe ser mayor que 200, excepto que, exclusivamente durante la construcción,  $KL/r$  preferentemente no debe ser mayor que 300.<sup>12</sup>

### 2.5.1.9. Diseño de miembros sometidos a flexo-compresión

Las resistencias requeridas,  $P_u$ ,  $M_{ux}$  y  $M_{uy}$ , deben satisfacer las siguientes ecuaciones de interacción:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} \leq 1.0$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$$

Cuando  $P_u/\phi_c P_n \leq 0,15$  en vez de las dos ecuaciones anteriores se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$$

donde

$P_u$  = Resistencia a la compresión axial requerida.

$M_{ux}$ ,  $M_{uy}$  = Resistencias flexionales requeridas respecto a los ejes baricéntricos de la sección efectiva determinada sólo para la resistencia a la compresión axial requerida. Para las secciones en ángulo,  $M_{uy}$  se debe tomar ya sea como la resistencia flexional requerida o como la resistencia flexional requerida más  $P_u L/1000$ , el valor con el cual se obtenga un menor valor admisible para  $P_u$ .

$P_n$  = Resistencia axial nominal.

$P_{no}$  = Resistencia axial nominal con  $F_n = F_y$ .

$M_{nx}$ ,  $M_{ny}$  = Resistencias flexionales nominales respecto a los ejes baricéntricos.<sup>13</sup>

<sup>12</sup> **Especificación para el diseño de miembros estructurales de acero conformado en frío;** American Iron and Steel Institute; Junio, 1997 Pág. :65.

<sup>13</sup> **Especificación para el diseño de miembros estructurales de acero conformado en frío;** American Iron and Steel Institute; Junio, 1997 Pág. :71.

## 2.5.2. ESTRUCTURA DE SUSTENTACIÓN (EDIFICACIÓN)

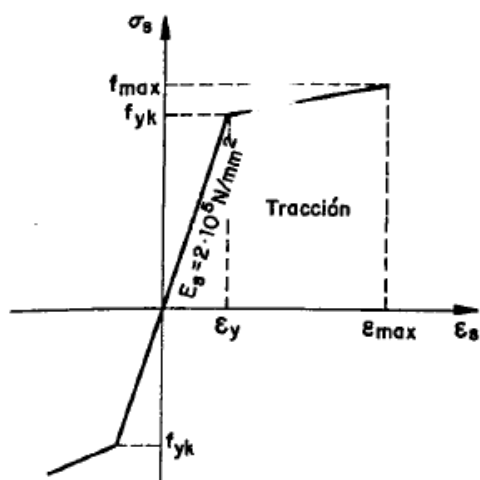
### 2.5.2.1. Norma de diseño “CBH-87”

Es aplicable a las estructuras y elementos estructurales de hormigón armado, fabricados con materiales que cumplan las prescripciones contenidas en el mismo.

Puede también servir de base para la construcción de obras especiales o que vayan a estar expuestas a condiciones particulares (zonas sísmicas, temperaturas sensiblemente distintas de las normas, etc.). Pero en estos casos deberá ser complementado o modificado con las reglamentaciones específicas aplicables a los mismos o con las medidas o disposiciones derivadas de las características de la propia obra y /o de su utilización.<sup>14</sup>

### 2.5.2.2. Propiedades del hormigón y acero

El diagrama noval tensión-deformación del hormigón presenta una parte final parabólica y otra inicial sensiblemente rectilínea.<sup>15</sup>



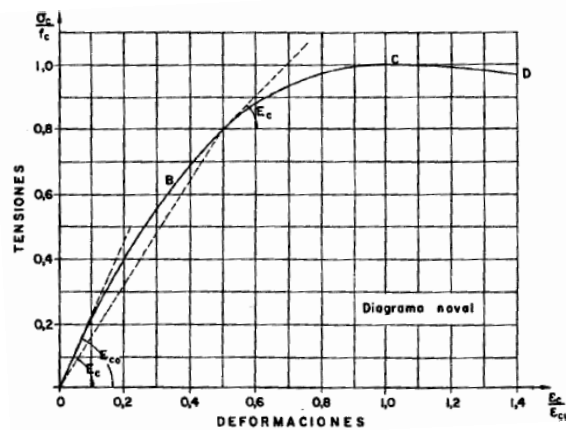
*Figura 2.5: Diagrama característico  $\sigma$ - $\epsilon$  de un acero.*

*Fuente.: Hormigón Armado; 14<sup>o</sup> Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:147.*

<sup>14</sup> Norma Bolivia “CBH-87”, 1987, Pag.:1.

<sup>15</sup> Hormigón Armado; 14<sup>o</sup> Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:90

Las características mecánicas más importantes para la definición de un acero son: la resistencia, el límite elástico, la relación entre los dos valores mencionados, el alargamiento y la aptitud al doblado-desdoblado. Las dos primeras califican al acero desde el punto de vista resistente y las tres últimos desde un punto de vista de sus cualidades plásticas. Ambos grupos de propiedades son necesarias y, en general, se contraponen entre sí, por lo que el resultado final obtenido durante el proceso de fabricación es siempre una solución de compromiso. A continuación, comentamos estas características.<sup>16</sup>



*Figura 2.6: Diagrama noval  $\sigma$ - $\epsilon$  del hormigón*

*Fuente.: Hormigón Armado; 14ª Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:90*

### **Resistencia de cálculo del hormigón y acero**

Se considerará como resistencias de cálculo, o de diseño del hormigón (en compresión  $f_{cd}$  o en tracción  $f_{ct,d}$ ), el valor de la resistencia característica de proyecto correspondiente, dividido por un coeficiente de minoración  $\gamma_c$ .

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

donde:

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

<sup>16</sup> **Hormigón Armado**; 14ª Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:140.

$\gamma_c$  = coeficiente de minoración.<sup>17</sup>

Se considera como resistencia de cálculo, o de diseño, del acero, el valor  $f_{yd}$ , dado por:

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

donde:

$f_{yk}$  = límite elástico del proyecto.

$\gamma_s$  = coeficiente de minoración.<sup>18</sup>

### **2.5.2.3. Hipótesis de carga**

Para cada estado límite de que se trate, se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable, excepción hecha de la Hipótesis III, que sólo se utilizarán en las comprobaciones relativas de los estados límites últimos. En cada hipótesis, deberán tenerse en cuenta, solamente, aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible

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

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

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

Donde:

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

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

---

<sup>17</sup> Norma Bolivia "CBH-87", 1987, Pag.:30.

<sup>18</sup> Norma Bolivia "CBH-87", 1987, Pag.:40.

$Q_{eq}$  = valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

$W$  = valor característico de la carga de viento

$W_{eq}$  = valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general se tomará  $W_{eq}=0$

$F_{eq}$  = Valor característico de la acción sísmica.

Cuando existan diversas acciones “Q” de distintos orígenes y de actuación conjunta compatible, siendo pequeña la probabilidad de que algunas de ellas actúen simultáneamente con sus valores característicos, se adoptará, en las expresiones anteriores, el valor característico de “Q” para la carga variable cuyo efecto sea predominante y para aquellas cuya simultaneidad presente una probabilidad no pequeña y 0.8 del característico para las restantes.<sup>19</sup>

#### 2.5.2.4. Coeficiente de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas

Los coeficientes de minoración para el acero y el hormigón y de ponderación para las acciones según el nivel de control adoptado y los daños previsibles, se establecerán en las siguientes tablas.<sup>20</sup>

*Tabla 2.2: Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales.*

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s=1.15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c=1.15$	Reducido	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso	- 0,10

<sup>19</sup> Norma Bolivia “CBH-87”, 1987, Pag.:54.

<sup>20</sup> Norma Bolivia “CBH-87”, 1987, Pag.:51.

**Tabla 2.3:** Coeficientes de ponderación de las acciones

<b>Coefficiente básico</b>	<b>Nivel de control y daños previsible</b>		<b>Corrección</b>
$\gamma_f=1.60$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso	- 0,10
	Daños previsible en	Mínimos y exclusivamente materiales	- 0,10
		Medios	0
		Muy importantes	+ 0,20

*Fuente: Norma Bolivia "CBH-87", 1987, Pag.:51.*

#### 2.5.2.5. Doblado de armaduras

Las operaciones de doblado deben efectuarse en frío y a velocidad moderada, el doblado de las barras deberá realizarse sobre mandriles de diámetro no inferior a los valores indicados en la siguiente tabla.

**Tabla 2.4:** Diámetro de mandril para el doblado de barras

Clase de barras corrugadas	Ganchos y patillas		Barras levantadas o curvadas	
	Diámetro de la barra Ø		Diámetro de la barra Ø	
	< 20 mm	≥20 mm	≤25 mm	>25 mm
<b>B 400 S</b>	2.5 Ø	5 Ø	10 Ø	15 Ø
<b>B 500 S</b>	4 Ø	7 Ø	10 Ø	20 Ø

*Fuente: Hormigón Armado; 14ª Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:168.*

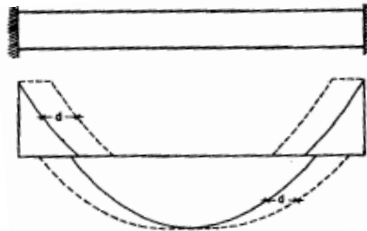
Los cercos de diámetro igual o menor de 12mm pueden doblarse con radios menores, siempre que no se origine en el acero un principio de fisuración. Para

evitar esta fisuración, los cercos y estribos no deben doblarse con diámetro interiores menores de tres diámetros ni menores de tres centímetros.<sup>21</sup>

### 2.5.2.6. Anclaje de armaduras

A continuación, se ofrecen las longitudes de anclaje que deben utilizarse en la práctica. Al aplicarse deben tenerse presentes los siguientes puntos.

- a) A efectos de anclaje de barras en tracción, para tener en cuenta el efecto de la fisuración oblicua debida al esfuerzo cortante, deben suponerse la envolvente de momentos flectores trasladada paralelamente al eje de la pieza en el sentido más desfavorable, en una magnitud igual al canto útil.



**Figura 2.7:** Decalaje de la ley de momentos

*Fuente: Hormigón Armado; 14ª Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:170.*

- b) Cuando puedan existir efectos dinámicos, las longitudes de anclaje deben aumentarse en  $10\phi$ .
- c) Si la armadura real existe,  $A_{s \text{ real}}$ , es mayor que la estrictamente necesaria,  $A_s$ , las longitudes de anclaje  $l_b$  indicada más adelante pueden reducirse al valor:

La limitación  $0.33 * l_b$  es aplicable a barras en tracción y debe elevarse a  $0.66 * l_b$  para barras a compresión.

$$l_{b \text{ nec}} \leq \left[ \begin{array}{c} l_b \frac{A_s}{A_{s \text{ real}}} \\ 0.33 * l_b \\ 10 \phi \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right]$$

<sup>21</sup> **Hormigón Armado;** 14ª Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:168.



- d) En caso de vigas, debe llevarse hasta los apoyos extremos al menos un tercio de la armadura necesaria para resistir el máximo momento positivo; y debe haber al menos un cuarto en los apoyos intermedios.<sup>22</sup>

La longitud de anclaje por prolongación recta  $l_b$ , para barras corrugadas, tanto en tracción como en compresión, viene dada por las formulas:

- Barras en posición I:

$$l_b = m_1 \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \leq 15cm$$

- Barras en posición II:

$$l_b = m_2 \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{14} \leq 15cm$$

Con los siguientes significados:

$l_b$  = longitud de anclaje por prolongación recta, en cm.

$f_{yk}$  = limite elástico característico del acero, N/mm<sup>2</sup>.

$\varnothing$  = diámetro de la barra, en cm.

$m_1, m_2$  = valores dados en la tabla.

La terminación en patilla, gancho o gancho en U de las barras corrugadas que trabajen a tracción, permite reducir la longitud de anclaje por prolongación recta al valor  $0.7 \cdot l_b$ , no debiendo adoptarse valores de  $10\varnothing$  ni de 15cm. Si las barras trabajan a compresión, tales terminaciones no son eficaces, por lo que no reducen la longitud  **$l_b$** .

Conveniente advertir que, si se dobla una barra en su zona de anclaje por prolongación recta, esta circunstancia no autoriza disminuir la longitud  $l_b$  de anclaje, la cual debe disponerse completa. En efecto, la experimentación

---

<sup>22</sup> **Hormigón Armado**; 14ª Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:170.

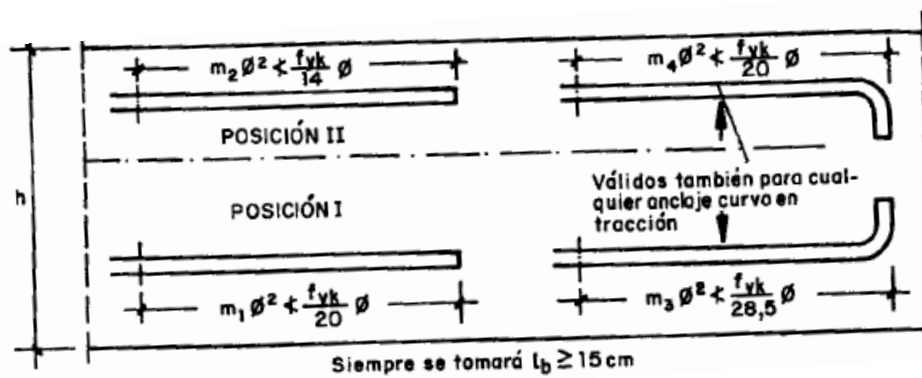
demuestra que la eficacia de la longitud  $l_b$  es prácticamente independiente de que el trazado de la barra sea recto o curvo.

En la fig. 10 se indican las longitudes prácticas de anclaje de barras corrugas con los valores de los coeficientes  $m$  que se dan en la tabla.

**Tabla 2.5:** Longitudes de anclaje para barras corrugas aisladas valores de los coeficientes “ $m$ ”.

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

Fuente: Hormigón Armado; 14<sup>o</sup> Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:172.



**Figura 2.8:** Longitudes de anclaje en centímetros ( $\delta$  en centímetros)

Fuente: Hormigón Armado; 14<sup>o</sup> Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:172.

Ejemplo de anclajes de barras y estribos.

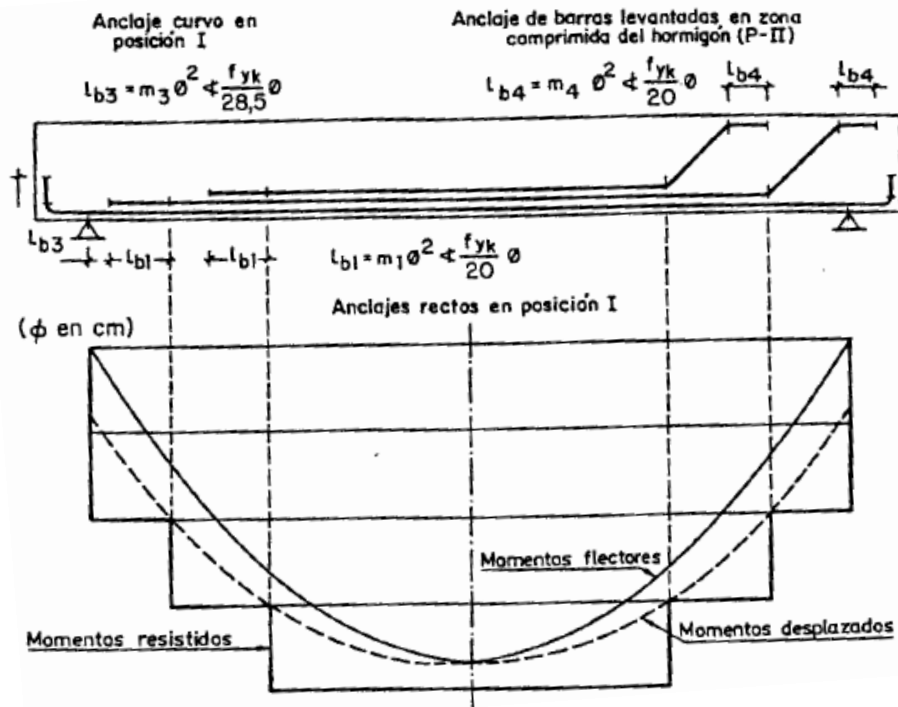


Figura 2.9: Ejemplo de anclaje de barras rectas sobre apoyo

Fuente: Hormigón Armado; 14ª Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:172.

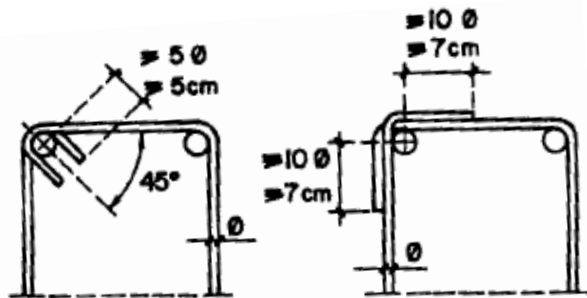


Figura 2.11: Ejemplo de anclaje en estribos

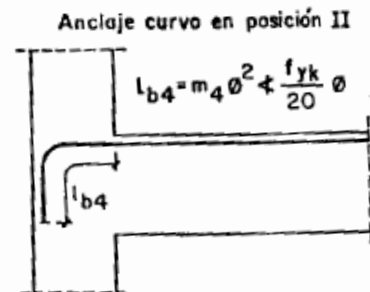


Figura 2.10: Ejemplo de anclaje curvo en un nudo.

Fuente: Hormigón Armado; 14ª Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:172.

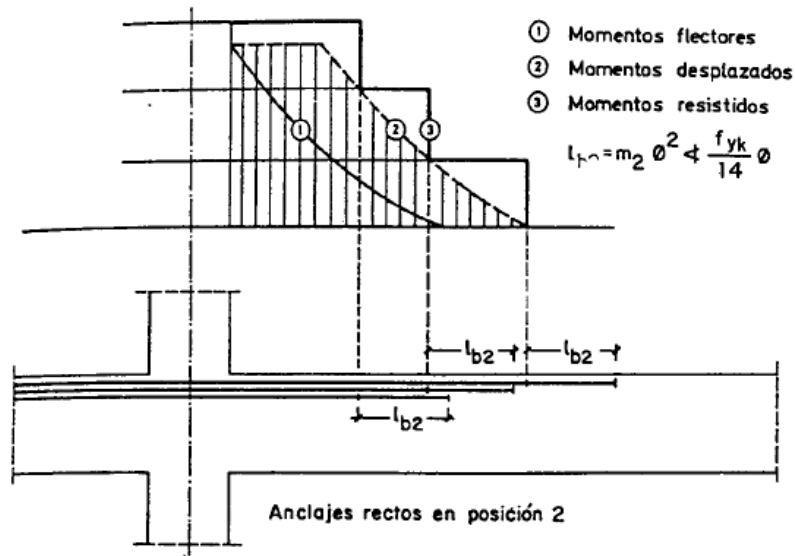


Figura 2.12: Ejemplo de anclaje de barras rectas sobre apoyo.

Fuente: *Hormigón Armado; 14ª Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:172.*

### Empalme de armaduras

Entre las barras que se empalman se desarrollan acciones tangentes que deben ser absorbidas por armadura transversal. Generalmente, la armadura transversal ya existente para esfuerzos cortantes es suficiente para cumplir este papel. Algunos autores preconizan que en las zonas donde se empalman más de la mitad de las barras existentes, si son de  $\phi \geq 16$  mm, la sección de la barra más gruesa, y su separación,  $s$ , no debe ser superior a 15cm.

a) La longitud de solapo de las barras que trabajen en tracción debe ser.

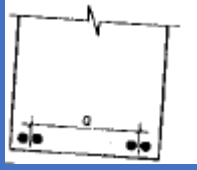
$$l_o \geq \alpha * l_b * \frac{A_s}{A_{s\text{ real}}} \leq l_o \text{ min}$$

$$l_o \text{ min} = 0.33 * l_b \leq 15\phi \leq 20\text{cm}$$

En donde  $A_{s\text{ ral}}$  es la armadura real existente,  $A_s$  la estricta,  $l_b$  longitud de anclaje y  $\alpha$  un coeficiente dado en la tabla 6.

- b) La longitud de solapo de las *barras permanente comprimidas* no deben ser inferior a la longitud de anclaje  $l_b$ , y el porcentaje de empalmes en la misma sección puede elevarse al 100 por 100 de las barras
- c) Cuando se trata de *piezas trabajan a tracción* no es recomendable empalmar por solapo y, si se hace la longitud de este debe ser el doble de la longitud de anclaje.
- d) Si, excepcionalmente, la separación entre las dos barras que se empalman es mayor de  $4\emptyset$ , la longitud de solapo debe aumentarse en una longitud igual a la distancia entre barras.
- e) No es recomendable empalmar por solapo barras de gran diámetro.<sup>23</sup>

**Tabla 2.6:** Valores de coeficiente *a*.

	Separación de los empalmes	Porcentaje de barras empalmadas				
		20 %	25 %	33 %	50 %	>50%
$a \leq 10\emptyset$		1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
$a > 10\emptyset$		1.0	1.1	1.2	1.3	1.4

*Fuente: Hormigón Armado; 14ª Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:172*

### 2.5.2.7. Miembros sometidos a flexión simple

#### 2.5.2.7.1. Vigas Método Diagrama Rectangular

No cabe duda de que, con el diagrama rectangular de tensiones, pueden obtenerse simplificaciones notables y de mucha utilidad en aquellos casos en que no se disponga de tabulación adecuadas.

#### *Ecuaciones de equilibrio*

Para secciones sometidas a flexión simple, en las que la profundidad del eje neutro no sea superior al valor límite, las ecuaciones de equilibrio en el estado límite de agotamiento pueden ponerse en la forma:

<sup>23</sup> **Hormigón Armado;** 14ª Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:176.

$$Nu = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot A_{cy} + A_2 \cdot \sigma_2 - A_1 \cdot f_{yd}$$

$$Nu \cdot e_1 = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot S_y + A_2 \cdot \sigma_2 \cdot (d - d_2)$$

$$y = 0.80 \cdot x, \quad x = \frac{d}{1 + 1.429 \cdot 10^{-3} \cdot f_{yd}} \quad f_{yd} \text{ en } N/mm^2$$

Con los siguientes significados:

$N_u$ = Esfuerzo normal de agotamiento.

$e_1$ = excentricidad referida al baricentro de la armadura de tracción.

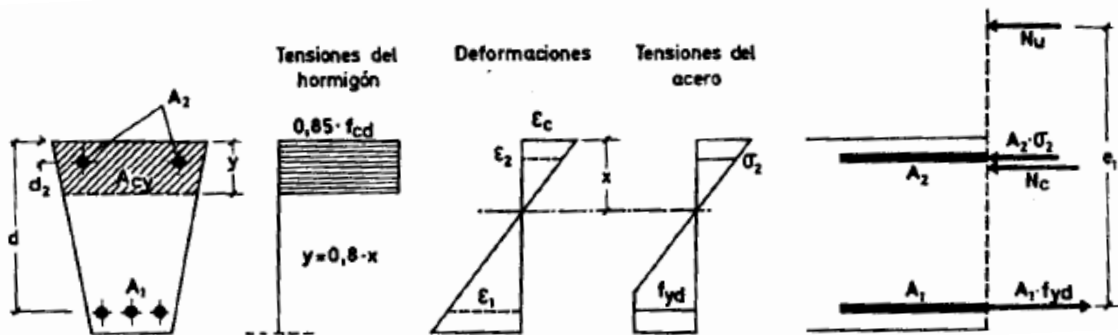
$A_{cy}$ = área de la sección comprimida ficticia del hormigón.

$S_y$ =momento estático de  $A_{cy}$  respecto al baricentro de la armadura de tracción.

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

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

$\sigma_2$ =tensión de la armadura de compresión.



**Figura 2.13:** Sección sometida a flexión simple o compuesta

**Fuente:** *Hormigón Armado*; 14ª Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:294

Cuando el canto haya sido fijado, que es el caso as corriente, la sección no necesita armadura de compresión y, entonces, la única incógnita es la armadura de tracción.

De las ecuaciones de equilibrio correspondientes que pueden escribirse en la forma:

$$0 = 0.85 * f_{cd} * b * y - A_s * f_{yd}$$

$$Md = 0.85 * b * y * f_{cd} * (d - \frac{y}{2})$$

Se determinan las únicas incógnitas  $A_s$  e  $y$ :

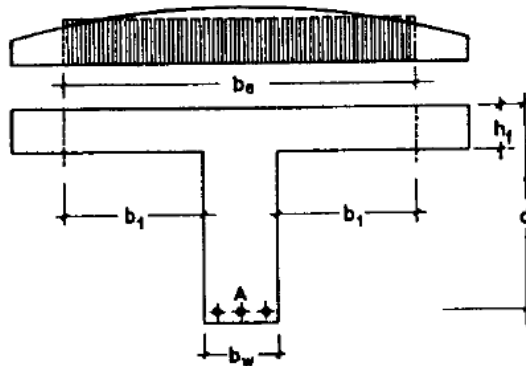
$$y = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right]$$

$$A_s * f_{yd} = 0.85 * b * y * f_{cd}^{24}$$

#### 2.5.2.7.2. Vigas en "T"

Las secciones en T, en las cuales las máximas compresiones se presentan en la cabeza correspondiente a las alas.

Llamaremos anchura eficaz  $b_e$  de la cabeza comprimida a aquella que, suponiendo que las tensiones se repartieran uniformemente, sería capaz de sustituir a la anchura real  $b$  a sus tensiones reales, sin modificar la capacidad resistente de la pieza.



**Figura 2.14:** Anchura eficaz de la cabeza de compresión de una sección en T

**Fuente:** Hormigón Armado; 14º Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:309

<sup>24</sup> **Hormigón Armado**; 14º Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:297.

La anchura eficaz de una sección en T depende de muchos factores, entre los que podemos mencionar la sustentación de la viga (apoyada o continua), el tipo de carga (repartida o concentrada), la relación entre el espesor de las alas y el canto de la pieza, la existencia eventual de cartabones, la longitud de la viga entre puntos de momento nulo, la anchura del nervio y la distancia entre nervios.

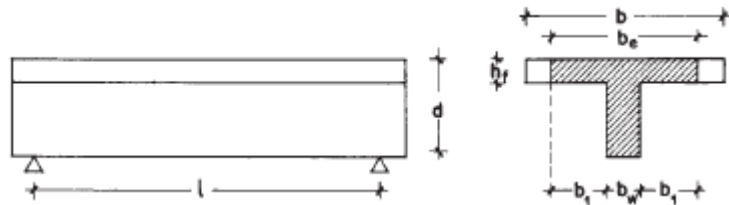
En el caso de vigas continuas pueden emplearse las tablas anteriormente expuestas, considerando para el valor de  $l$  la distancia entre puntos de momento nulo.

En las proximidades de un apoyo libre, la anchura del vuelo eficaz  $b_1$  no deberá ser superior a la distancia entre el apoyo y la sección considerada.

En piezas exentas de sección en T sometidas a flexión, y salvo comprobación especial, deberán cumplirse, simultáneamente, las siguientes condiciones para evitar el pandeo lateral:

$$h_f \geq \frac{1}{8} b_1, \quad b_w \geq \frac{1}{8} (h - h_f), \quad l_b \leq 12b$$

en donde  $l_b$  es la distancia entre puntos de arriostramiento de la cabeza comprimida. No es necesario que se cumplan las dos primeras condiciones cuando la pieza esta provista de rigidizadores transversales adecuados.



**Figura 2.15:** Anchura eficaz del ala en vigas T exentas

**Fuente:** Hormigón Armado; 14ª Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:309

**2.5.2.8. Flexión Esviada**

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



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

El último caso es, sin duda, el más frecuente. En él se encuentran:

- Algunas vigas, que pueden estar sometidas a cargas laterales (viento, empuje de tierras en muros y cimientos, empuje de agua en depósitos, empuje del material almacenado en silos, etc.).
- La mayoría de los pilares, pues, aunque formen parte de pórticos planos, la acción del viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultarían de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión.

### ***Método gráfico***

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

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

Una vez obtenida  $\omega$  se calcula la capacidad mecánica total de la armadura:

$$U = A_{tot} * f_{yd} = U_c * \omega,$$

siendo  $U_c = A_c \cdot f_{cd}$  la capacidad mecánica del hormigón, calculada previamente para entrar en el Abaco. Las armaduras deben colocarse respetando la disposición

y recubrimientos correspondientes a la roseta empleada, así como utilizando acero del mismo límite elástico que el acero correspondiente a la roseta.

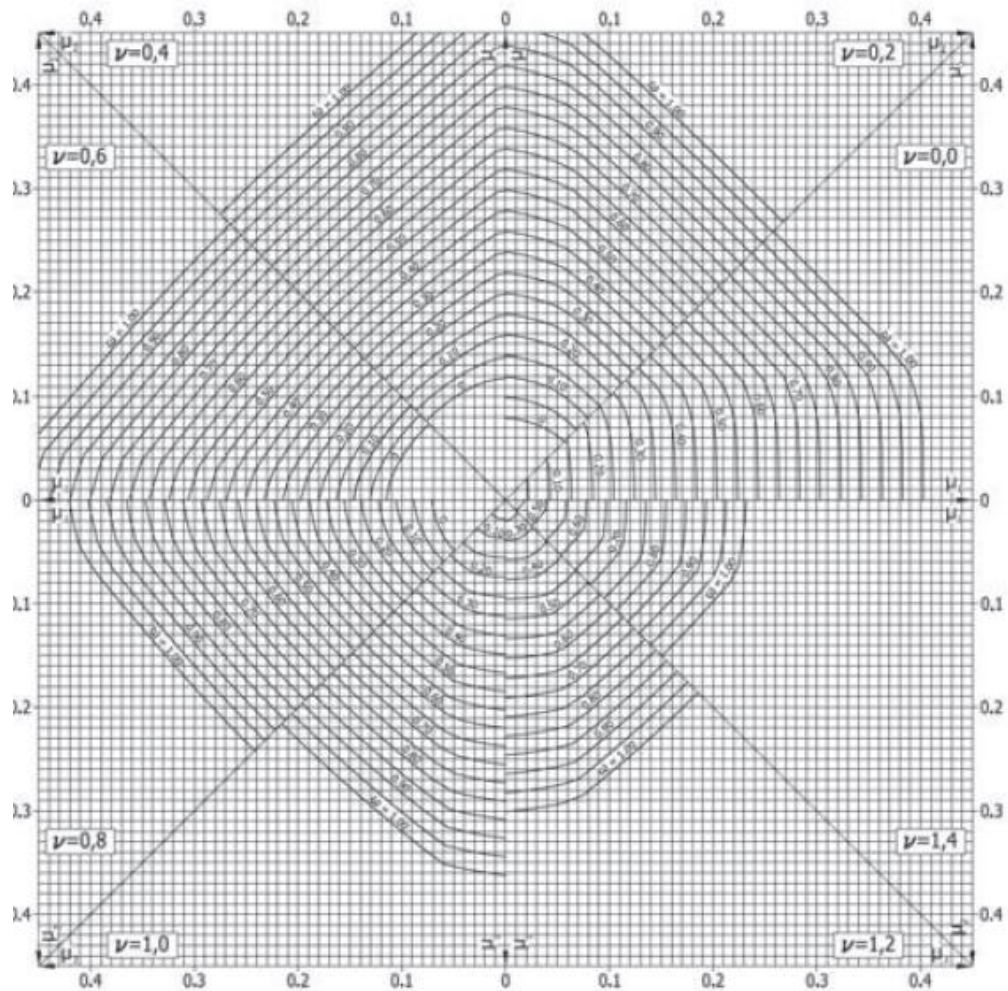
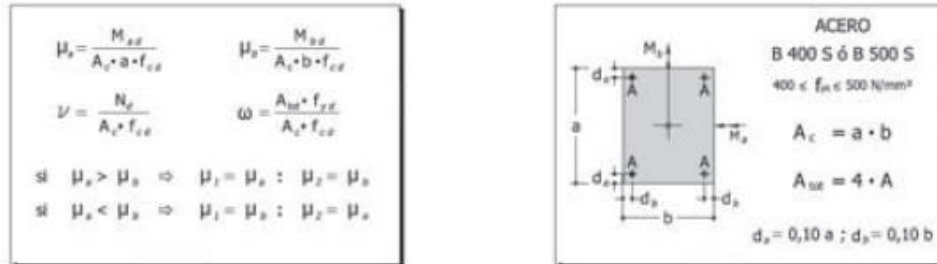


Figura 2.16: Ejemplo de ábaco en roseta para flexión esviada

Fuente: Hormigón Armado; 14ª Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:320

### 2.5.2.9. Miembros sometidos a compresión simple y pandeo

Las Columnas de hormigón armado constituyen piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es predominante. 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, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente.

#### *Compresión simple*

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal  $N$  que actúa en el *baricentro de la sección*, es decir, en el punto de aplicación de la resultante de las compresiones del hormigón y del acero, caso en el que todas las fibras de hormigón y las armaduras sufren un acortamiento uniforme, que en el estado de agotamiento es del 2 ‰.

Es muy difícil que, en la práctica, se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal por las tolerancias geométricas y constructivas. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten, convenientemente, los coeficientes de seguridad.

En el caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas, la fórmula de compresión simple, en el Estado Ultimo de Agotamiento, puede ponerse en la forma.

$$\gamma_n * Nd \leq Nu = f_{cd} * b * h + A_s * f_{yd}$$

con los siguientes significados:

$Nu$  = Esfuerzo axil de agotamiento.

$Nd$  = Esfuerzo axil de cálculo.

$A_s$  = Sección total de armadura.

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

$f_{yd}$  = Resistencia de cálculo del acero, no mayor que 400 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_n$  = Coeficiente complementario de mayor ración de cargas.

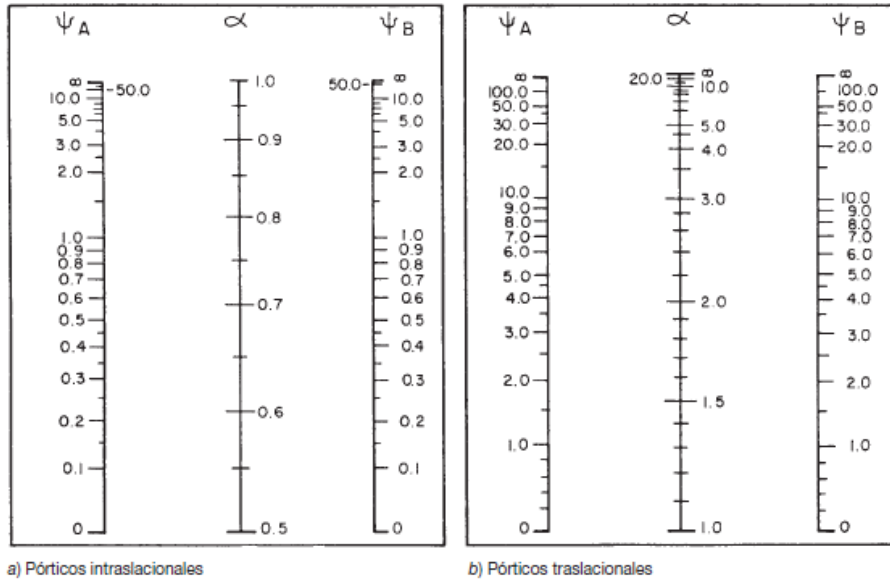
### COLUMNAS ESBELTAS O LARGAS

La esbeltez de un elemento se determina mediante la siguiente fórmula:

Cálculo de coeficientes adimensionales de pandeo  $\Psi_A$  y  $\Psi_B$ .

$$\Psi_{Ax} = \Psi_{Ay} = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{L_{col}}}{\sum \frac{E \cdot I}{L_{vigas}}} \quad \Psi_{Bx} = \Psi_{By} = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{L_{col}}}{\sum \frac{E \cdot I}{L_{vigas}}}$$

Con estos valores de  $\Psi_A$  y  $\Psi_B$  se va al siguiente Nomograma y se obtiene el coeficiente  $\alpha$ .



LONGITUD DE PANDEO:  $l_e = \alpha \cdot l$  ( $\alpha$  se obtiene entrando con  $\psi$ ):  
 $\psi_A = \frac{\sum(EI/l)$  de todos los pilares que concurren en A; (igual para  $\psi_B$ )  
 $\sum(EI/l)$  de todas las vigas que concurren en A

**Figura 2.17:** Nomograma que ofrecen la longitud de pandeo en soportes de pórticos

**Fuente:** Hormigón Armado; 14ª Edición; P. Jiménez Montoya Pag.:341

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, y *esbeltez mecánica* a la relación  $\lambda = l_o/i_c$  entre la longitud de pandeo y el radio de giro  $i_c$  de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que  $i_c = I/A$ ,

siendo  $I$  y  $A$ , respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón solo (sección bruta).

Valores límites para la esbeltez:

- a)  $\lambda < 35$  ( $\lambda_g < 10$ ) pieza considerada corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesarios ninguna comprobación de pandeo.
- b)  $35 \leq \lambda \leq 100$  ( $10 \leq \lambda_g \leq 29$ ) puede calcularse excentricidad adicional

***Excentricidad mínima de cálculo***

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

$$e \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{20} \text{ ó } \frac{b}{20} \\ 2 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Excentricidad de primer orden

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

Excentricidad por construcción

$$e_c = \frac{h}{20}$$

Excentricidad adicional debido al pandeo (segundo orden)

$$e_{ax} = \left( 3 + \frac{f_{cd}}{3500} \right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{ox}}{b + 10 \cdot e_{ox}} \cdot \frac{l_{ox}^2}{b} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{ay} = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{oy}}{b + 10 \cdot e_{oy}} \cdot \frac{l_{oy}^2}{b} \cdot 10^{-4}$$

Excentricidad final

$$e_{fx} = e_{ox} + e_c + e_{ax}$$

$$e_{fy} = e_{oy} + e_c + e_{ay}$$

Y de esta manera se calcula la excentricidad y se aplicara como flexión esviada.

#### **2.5.2.10. Esfuerzo cortante**

Las comprobaciones relativas al estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante pueden llevarse a cabo a partir del esfuerzo cortante real de cálculo  $V_{rd}$  dado por la siguiente expresión:

$$V_{rd} = V_d + V_{cd}$$

donde:

$V_d$  = valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores

$V_{cd}$  = en piezas de sección variable el valor de cálculo de la componente paralela a la sección de la resultante de tensiones normales tanto de tracción como de compresión sobre las fibras longitudinales de hormigón.

#### ***Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma ( $V_{U1}$ )***

En el caso de armadura transversal formada por estribos normales al eje de la pieza, dicha expresión se reduce a:

$$V_{u1} = 0.30 * f_{cd} * b * d$$

#### ***Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción oblicua en el alma ( $V_{U2}$ )***

$$V_{U2} = V_{su} + V_{cu}$$

donde:

$V_{su}$  = contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante,

siendo:

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

$V_{cu}$  = contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante. En general se tomará:

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

donde:

$d$  = canto útil de la sección

$bw$  = ancho del alma de la viga

$f_{cv}$  = resistencia virtual del cálculo del hormigón a esfuerzo cortante dada en MPa por la expresión:

$$f_{cv} = 0.50 * \sqrt{f_{cd}}, \quad kg/cm^2$$

donde:

$f_{ck}$  = la resistencia característica del hormigón a compresión también en  $kg/cm^2$ .

### ***Procedimiento de dimensionamiento***

- a) **Si  $V_{rd} \leq V_{cu}$ :** El hormigón resiste satisfactoriamente el esfuerzo cortante, por lo tanto, no necesita armadura de cálculo, pero es necesario disponer de armadura mínima.

$$A_{vmin} = \frac{0.02 * bw * t * f_{cd}}{f_{yd}}$$

- b) **Si  $V_{cu} < V_{rd} < V_{u1}$ :** Calcular armadura transversal.

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu}, \quad A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0.90 * d * f_{yd}}$$

- c) **Si  $V_{rd} > V_{u1}$ :** Es necesario aumentar la sección de la viga.

### **2.5.2.11. Torsión**

Toda pieza prismática de hormigón que tenga sollicitación de torsión simple o acompañada de flexión y esfuerzo cortante se calculara según a lo que a continuación se indica con las armaduras longitudinales y transversales.

La condición de agotamiento, por compresión, del hormigón de las piezas de sección convexa, maciza o hueca, viene dada por:

$$T_d \leq T_{u1} = 0.36 * f_{cd} * A_e * h_e$$

donde:

$T_d$  = momento torsor de cálculo, actuante en la sección

$T_d$  = momento torsor de agotamiento, por compresión del hormigón

$A_e$  = área envuelta por el contorno medio de la sección hueca, eficaz

$h_e$  = espesor eficaz

La condición de agotamiento por tracción de la armadura transversal es:

$$T_d \leq T_{u2} = \frac{2 * A_e * A_t}{t} * f_{td}$$

donde:

$T_d$  = momento torsor de cálculo

$T_{u2}$  = momento de agotamiento por tracción de la armadura transversal

$A_e$  = área envuelta por el contorno medio de la sección hueca eficaz

$A_t$  = área de la sección de una de las barras de los cercos, o de la malla que constituyen la armadura transversal

$s$  = separación entre cercos o entre barras de la malla

$f_{td}$  = resistencia de cálculo del acero de la armadura transversal ( $\leq 420$  MPa)

La condición de agotamiento por tracción de la armadura longitudinal es:

$$T_d \leq T_{u3} = \frac{2 * A_e}{U} * f_{yd} * A_{s1}$$

donde:

$T_d$  = momento torsor de cálculo

$T_{u3}$  = momento torsor por agotamiento por tracción de la armadura longitudinal

$U$  = perímetro del contorno medio de la sección hueca eficaz

$A_{s1}$  = área de la sección de armaduras longitudinales

$f_{yd}$  = resistencia de cálculo del acero de la armadura longitudinal



### 2.5.3. LOSAS ALIVIANADA

#### 2.5.3.1. Predimensionamiento

Para el cálculo de la altura de la losa de los niveles, se calcula mediante la siguiente relación:

$$H = \frac{L}{21}$$

Donde:

L = luz libre más desfavorable (luz máxima) o long. De eje a eje

h = altura de la losa

Se debe de tomar la luz crítica o más desfavorable y esta debe ser representativa en caso de no existir uniformidad en las luces se tomará un promedio.

#### 2.5.3.2. Calculo de Acero negativo

En momentos negativos, el esfuerzo se distribuirá en zonas de esfuerzos máximos, generalmente se recomienda que la armadura para momento negativo se distribuya totalmente en la losa superior.

Se trabajará con la resistencia característica de losa para proceder al diseño de la armadura, esta armadura calculara con ancho de 11cm

#### 2.5.3.3. Calculo de la serie de viguetas

Una vez calculado el momento máximo positivo de diseño en cada una de las losas, procedemos a entrar a tablas para escoger el tipo de vigueta a utilizar en la estructura de tal manera que el momento de diseño sea menor al momento admisible.

$$M_{u \text{ positivo}} \leq M_{adm \text{ vigueta}}$$

### 2.5.4. FUNDACIÓN

#### 2.5.4.1. Zapatas Aisladas

En la practica la distribución de las presiones del terreno es plana, tanto si la zapata es rígida como si es flexible.

Si la resultante es centrada, la presión del terreno es uniforme y debe cumplirse:

$$\sigma = \sigma_{med} = \frac{N + P}{a * b} \leq \sigma_{adm}$$

siendo:

$\sigma_{med}$  = Presión media en la base de la zapata.

$N$  = Carga de servicio aplicada.

$P$  = Peso de la zapata.

$a, b$  = Dimensiones en planta de la zapata.

$\sigma_{adm}$  = Presión admisible del suelo.

Muchas zapatas de edificación se calculan con carga centrada, ya que los momentos son relativamente pequeños en comparación con la resultante  $N + P$ , y las excentricidades son despreciables en comparación con las dimensiones de la zapata.

#### **Verificación al vuelco**

$$\gamma_{Va} = \frac{(N + P \cdot P_{zapata}) \cdot a/2}{M_a + V_a \cdot h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{(N + P \cdot P_{zapata}) \cdot b/2}{M_b + V_b \cdot h} \geq 1,5$$

#### **Verificación al deslizamiento**

Para suelo sin cohesión:

$$\gamma_s = \frac{(N+P \cdot P_{zap}) \cdot \tan \varphi_d}{V} \geq 1,5 \quad ; \quad \varphi_d = \frac{2}{3} \cdot \varphi$$

$\varphi$  = ángulo de rozamiento interno

Para suelo cohesivo:

$$\gamma_s = \frac{A \cdot C_d}{V} \geq 1,5 \quad ; \quad C_d = 0,5 \cdot \text{Cohesión}$$

### Verificación a la adherencia

$$V_d = \frac{\gamma_f \cdot N}{a} \left( \frac{a - a_0}{2} + 0.15 * a_0 \right)$$

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \emptyset} \leq f_{bd}$$

$$f_{bd} = k \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$V_d$  = Esfuerzo cortante en la misma sección donde se ha calculado la armadura

$d$  = Altura útil de la zapata

$n$  = Numero de barras de acero que ha diseñado la zapata

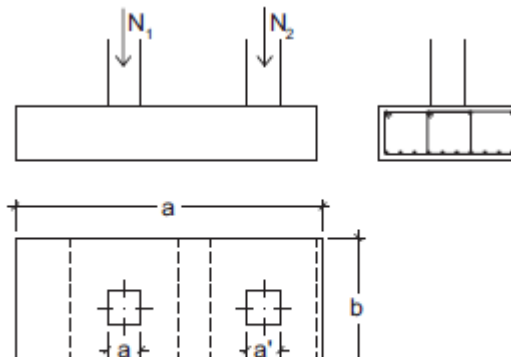
$\emptyset$  =Diámetro de la barra que estoy usando

$K$ = Es un coeficiente empírico que considera la rigidez de la zapata para zapatas flexibles

$K = 2$  y para zapatas rígidas  $K = 0.95$

#### 2.5.4.2. Zapatas Combinadas

La cimentación común a dos soportes se llama *zapata combinada*. Su planta suele ser rectangular y *su centro de gravedad debe coincidir con el punto de paso de la resultante de las cargas de los soportes*. El canto de estas zapatas debe ser suficientemente grande para dar rigidez al conjunto y poder admitir una presión uniforme del terreno.



**Figura 2.18:** Zapata combinada

**Fuente:** Hormigón Armado; 14° Edición; P. Jiménez

Montoya Pag.:522

- a) *Las dimensiones en planta de la zapata* pueden determinarse por tanteos en función de la presión admisible del terreno, admitiendo, en principio, un peso de la cimentación del orden del 10 % de la carga total,  $N_1 + N_2$ , de los soportes.
- b) *La armadura longitudinal de flexión* se determina considerando la zapata como una viga apoyada en los dos soportes, con dos voladizos, sometida a la carga del terreno esta armadura se distribuirá uniformemente en todo el ancho de la zapata.

$$\sigma_t = \frac{N_{1d} + N_{2d}}{a * b}$$

- c) *La armadura de flexión transversal*, en el caso de zapatas de sección rectangular, se determina considerando dos voladizos de vuelo  $b/2$ , sometidos a la carga del terreno  $\sigma_t$ ; es decir, a partir del momento:

$$Md = \frac{b}{8} * (N_{1d} + N_{2d})$$

La armadura total correspondiente a este momento se dispondrá concentrada en las dos zonas centradas bajo los soportes, de anchos  $b \leq a_o + 2 h$  y  $b \leq a'_o + 2 h$ , respectivamente. En las otras tres zonas de la planta de la zapata se dispondrá una armadura igual al 20 % de la longitudinal.

- d) *La comprobación a cortante* se efectuará exactamente igual que en las vigas, siendo necesario disponer siempre estribos, aunque sea los mínimos.

Por último, conviene indicar que la armadura de flexión transversal también puede aprovecharse para formar estribos.

## **2.5.5. ESCALERAS**

Las escaleras más comunes de un edificio cuyo dimensionado requiere definir las dimensiones de la sección de hormigón y su armado (armadura longitudinal y transversal)

### **2.5.5.1. Consideraciones Iniciales**

#### **Pre dimensionado:**

- En general, la estructura de las escaleras se realiza con losa maciza de hormigón armado apoyada en los bordes.
- Canto: se escogerá para que no sea necesaria la comprobación de flecha. Se recomienda adoptar un canto  $h \sim L/20$  y  $h \geq 150\text{mm}$ , siendo L la distancia entre los apoyos extremos en las que se apoye la losa del tiro de la escalera.

### **2.5.5.2. Dimensionado**

#### ***E.L.U. de agotamiento resistente***

- Armadura longitudinal: el cálculo de la armadura longitudinal inferior se llevará a cabo a partir de los momentos flectores de cálculo  $M_d$ . La armadura superior en los extremos de la losa deberá permitir resistir un momento negativo de la losa.
- Armadura transversal: de acuerdo con CBH-87, se dispondrá una armadura transversal paralela a la dirección de los apoyos, calculada para resistir un momento igual al 25% del momento según la dirección del tiro de la escalera.
- Se comprobará la losa a esfuerzo cortante  $V_d$  considerándola como elemento sin armado a cortante.

### ***E.L.S. Deformación:***

Esbelteces máximas: No será necesario la comprobación de flechas cuando la relación luz/canto útil (L/d) en las losas sea igual o inferior a los valores de esbeltez máxima establecidos en la CBH-87.

### **2.5.5.3. Disposiciones constructivas**

#### **Cuantías mínimas**

Armadura longitudinal:

$$A_{\text{total}} \geq 0.0018 A_c \text{ para armaduras } f_{yk} = 420\text{MPa}$$

$$A_{\text{total}} \geq 0.0015 A_c \text{ para armaduras } f_{yk} = 500\text{MPa}$$

siendo:

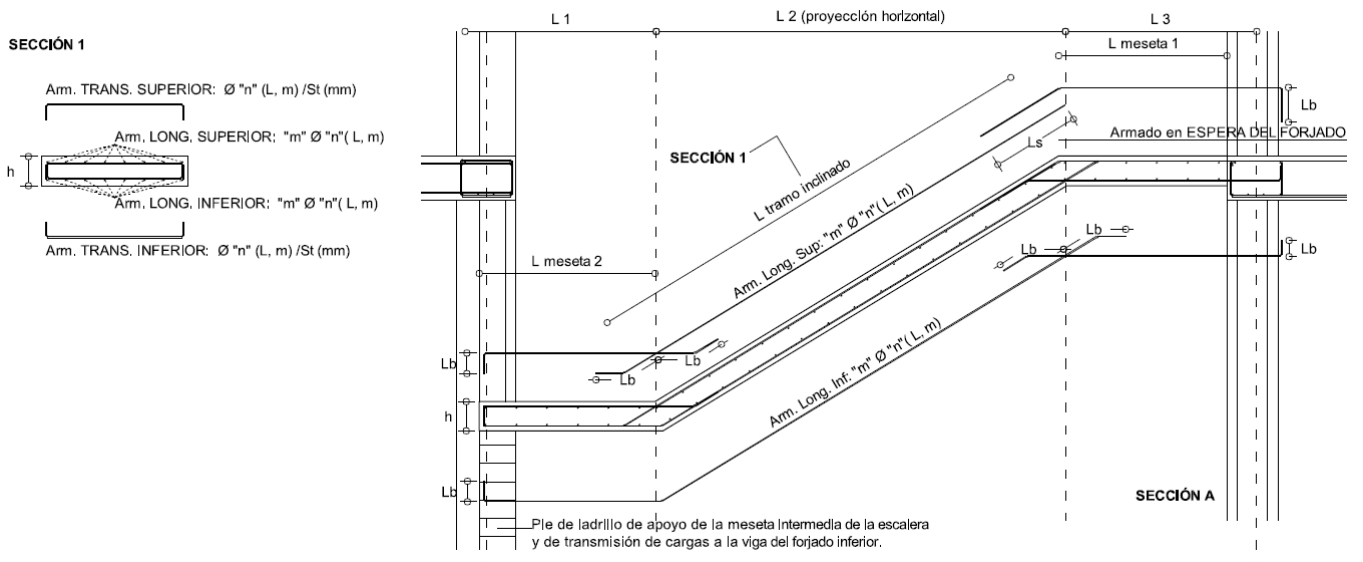
$A_{\text{total}}$ , armadura suma de la dispuesta en ambas caras.

$A_c$ , área de la sección de la losa

#### **Recomendaciones de armado**

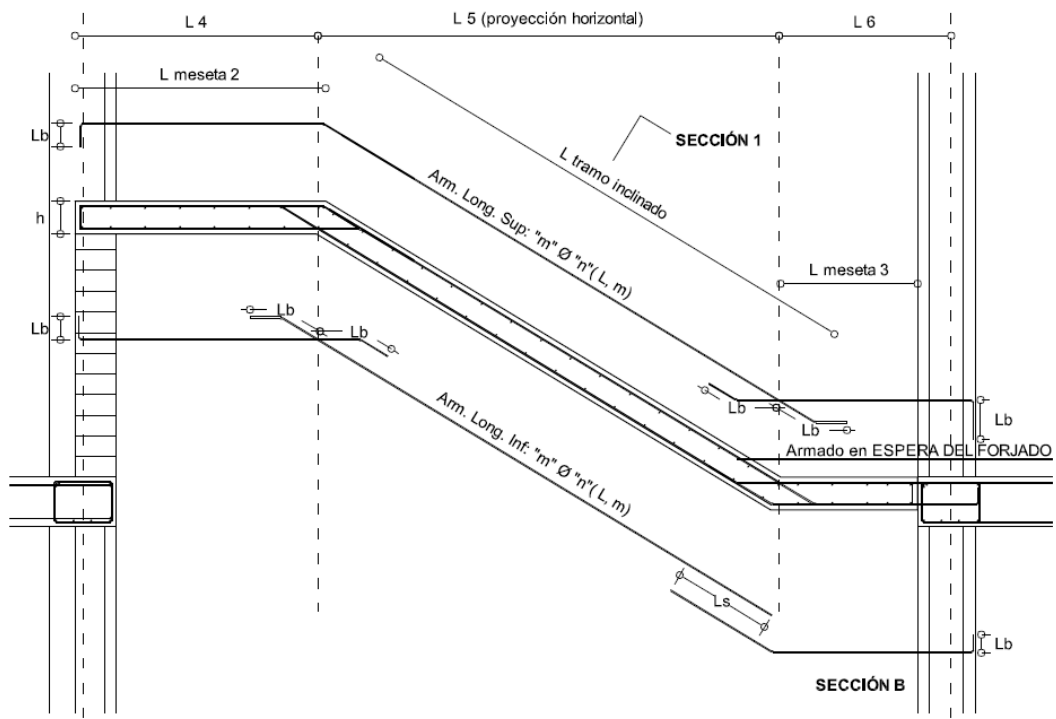
El armado de la losa en las dos direcciones, longitudinal y transversal, se distribuirá uniformemente en toda la superficie de la misma. El trazado de las armaduras está condicionado a la configuración geométrica del tiro de la escalera, siendo necesario realizar los anclajes y solapes adecuados.

Es necesario prever las fases de construcción de la escalera, para llevar a cabo los tramos inclinados y las mesetas intermedias. La simultaneidad o no de estas fases en relación a la construcción del resto de la estructura del edificio resulta determinante en el trazado de e las armaduras, por la necesidad y viabilidad de situar armaduras en espera para el enlace con las fases posteriores.



**Figura 2.19: Detalle de colocado de armadura (a)**

*Fuente: Proyecto de estructuras de Hormigón, Universidad Politécnica de Madrid.*



**Figura 2.20: Detalle de colocado de armadura (b)**

*Fuente: Proyecto de estructuras de Hormigón, Universidad Politécnica de Madrid.*

## **2.6. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

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

Las especificaciones técnicas se encuentran conformadas por siguientes puntos:

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

## **2.7. PRECIOS UNITARIOS**

Este sistema es analítico por el cual el calculista con ayuda en base a los pliegos de condiciones, especificaciones técnicas, planos arquitectónicos y planos estructurales constructivos se calcula el precio unitario de cada uno de los ítems que forman parte de la obra como así mismo los correspondientes volúmenes de obra, estableciéndose en cantidades matemáticas parciales la que se engloban en un total.

Estos precios están compuestos por los siguientes parámetros

- Costos Directos
  - Materiales
  - Mano de obra
  - Maquinaria, equipo y herramientas
  - Beneficios sociales
- Costos Indirectos
  - Gastos generales e imprevistos
  - Utilidad
  - Impuesto



## **2.8. CÓMPUTOS MÉTRICOS**

El objeto que cumplen los cálculos métricos dentro una obra son:

- a) Establecer el costo de una obra o de una de sus partes.
- b) Determinar la cantidad de material necesario para la ejecución de una obra.
- c) Establecer volúmenes de obra y costos parciales con fines de pago por avance de obra.

Los cálculos métricos son problemas de medición de longitudes, áreas y volúmenes que requieren el manejo de fórmulas geométricas; los términos cálculo, cubicación y medido son palabras equivalentes. No obstante, de su simplicidad, el cálculo métrico requiere del conocimiento de procedimientos constructivos y de un trabajo ordenado y sistemático. La responsabilidad de la persona encargada de los cálculos, es de mucha importancia, debido a que este trabajo puede representar pérdidas o ganancias a los propietarios o contratistas.

## **2.9. PRESUPUESTO**

Algunas definiciones de presupuestar:

- Es la predicción monetaria que representa realizar una actividad o tarea determinada.
- Cálculo aproximado del costo de una obra.
- Es la expresión en cifras monetarias del programa de trabajo previsto en un proyecto.
- Es el monto que se autoriza como apropiación para invertir en la materialización de un proyecto específico.

Presupuestar una obra, es establecer de qué está compuesta (composición cualitativa) y cuántas unidades de cada componente se requieren (composición cuantitativa) para, finalmente, aplicar precios a cada uno y obtener su valor en un momento dado.

## **2.10. CRONOGRAMA DE OBRA**

En la organización de una obra, se tiene que realizar un programa de trabajo, es decir cómo se tiene que enfrentar a una obra sea cual sea el tipo de esta (vial, civil, hidráulica). Es en este sentido, que se tiene que para planificar un programa de trabajo.

Esta ejecución del plan de trabajo viene a ser por una parte el cronograma de actividades en la ejecución de una obra, vale decir, que se debe realizar toda una planificación de lo que se realizará o ejecutará en la obra, desde la movilización del personal y equipo, hasta la entrega misma de la obra, pasando por muchos pasos o ítems como el replanteo, la limpieza y retiro de escombros y muchos otros que, dependiendo del tipo de obra tienen una muy marcada característica.

Este cronograma de actividades se realiza acudiendo principalmente a la experiencia que se tiene en la construcción de un determinado tipo de obra. Es así que en la Ingeniería Civil existen métodos para una representación gráfica del cronograma de actividades, que resulta mucho más adecuada, una de ellas es el programa de barras o cronograma de Gantt.

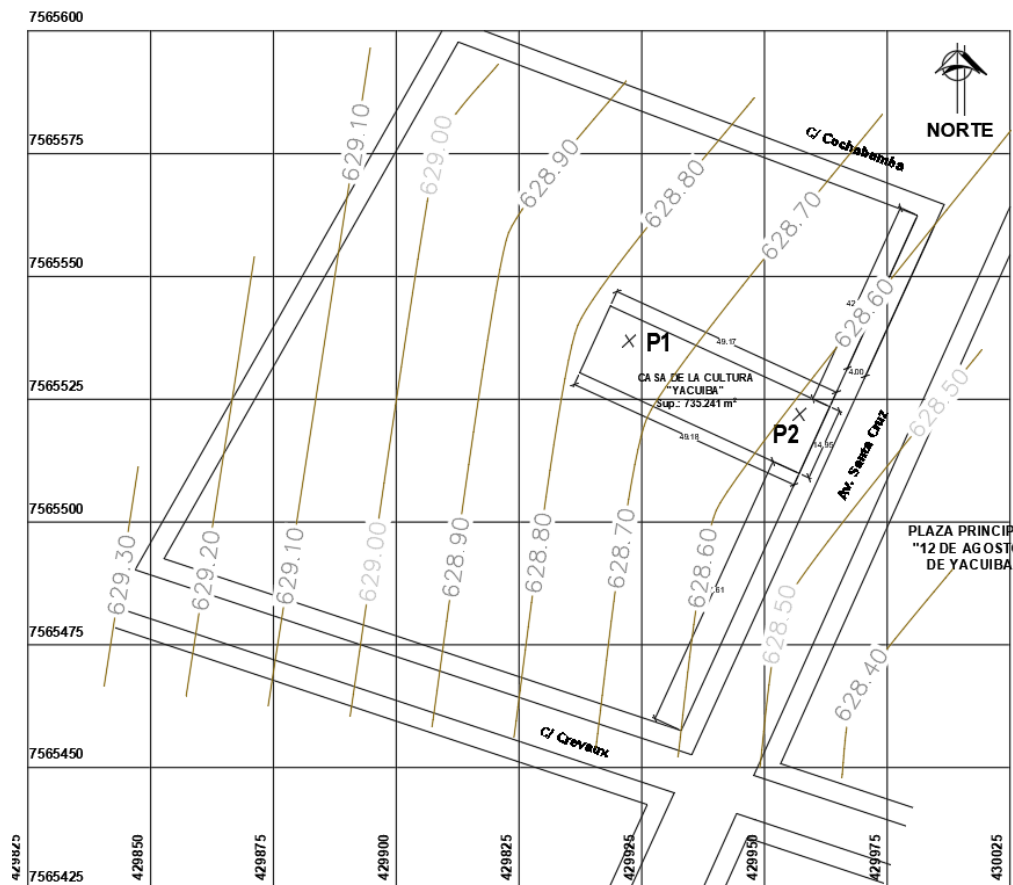
## CAPÍTULO 3

### INGENIERÍA DEL PROYECTO

#### 3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

##### 3.1. ANÁLISIS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por el G.A.M. de la ciudad de Yacuiba el para el emplazamiento de la Casa de la Cultura cuenta con una superficie de 735.241 m<sup>2</sup>, topográficamente el área de emplazamiento cuenta con desniveles en la parte norte-este con un nivel 0.00m con una cota 628.80 msnm hasta llegar a un nivel de -0.25msnm cota de 628.55 msnm, el detalle del levantamiento topográfico del terreno en el Anexo A.



*Figura 3.1: Levantamiento Topográfico*

**Fuente:** Elaboración propia AutoCAD2016.

El levantamiento topográfico tiene un desnivel entre curva de 0.10m esto con respecto a la hora de favorecer el desnivel que existe en el sitio de emplazamiento.

### 3.2. ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELOS

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de SPT (Standard Penetration Test). Dicho ensayo se realizó en 2 pozos, ubicado en el sitio del proyecto con profundidad máxima de 2.00m.

El estudio de suelo fue elaborado en el Laboratorio de Suelos de la U.A.J.M.S. dando como resultado:

**Tabla 3.1:** Descripción del suelo

Proyecto	Pozo de estudio	Profundidad	Clasificación	Límites de consistencia	Ensayo de carga directa SPT kg/cm <sup>2</sup>
Casa de la cultura de la ciudad de Yacuiba	Pozo N°1	2.00 m	SM (A-2-4(0))	No plástico	1.16
	Pozo N°2	1.80 m	SW (A-3 (0))	No plástico	0.95

**Fuente:** Elaboración Estudio de Suelos.

Dicho estudio se encuentra detallada en el Anexo B.

Para el Pozo N°1 se realizó el ensayo a 2.00 m donde se pudo determinar el mismo tipo de suelo en el estrato, que clasificando por el Sistema Unificado (SUCS), es un “SM” arena limosa, con una capacidad portante de 1.16 kg/cm<sup>2</sup>, con características medianamente compactas.

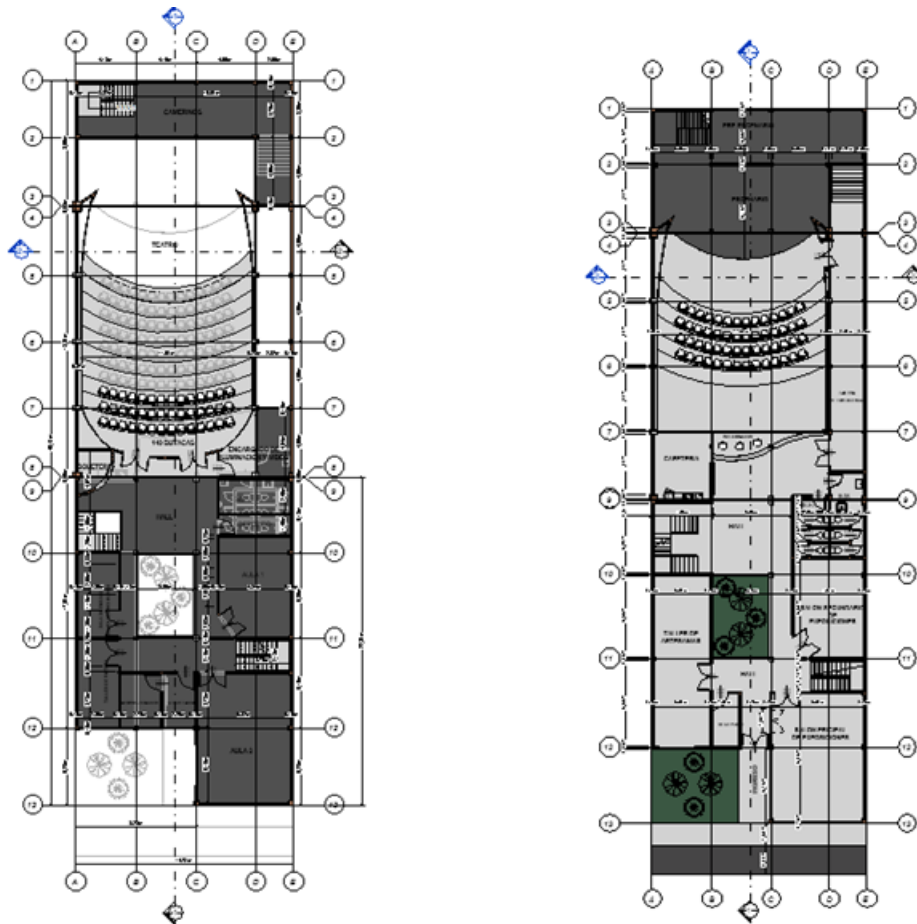
Por su parte, en el Pozo N°2 también se realizó el ensayo a 1.80 m donde se pudo determinar el mismo tipo de suelo en el estrato, clasificando por el Sistema Unificado (SUCS), es un “SW” arena bien graduada, con una capacidad de 0.98 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente también posee características medianamente compactas.

Una vez analizado los dos pozos con calicatas de hasta 2.00 y 1.80 m de profundidad se llegó a la conclusión donde se empleará cimentaciones superficiales mediante zapatas aisladas a una profundidad de 2 metros y un esfuerzo admisible de diseño del suelo de  $1.15 \text{ kg/cm}^2$ , aprovechando toda la capacidad del suelo.

### 3.3. ANÁLISIS DEL DISEÑO ARQUITECTÓNICO

Los planos arquitectónicos diseñados y proporcionados por el G.A.M. de la ciudad de Yacuiba ver Anexo J.

Los mismos constan por 3 plantas que presentan diferentes ambientes amplios cómodos que cumplen con la necesidad que presenta una Casa de la Cultura.



*Figura 3.2: Plano Arquitectónico*

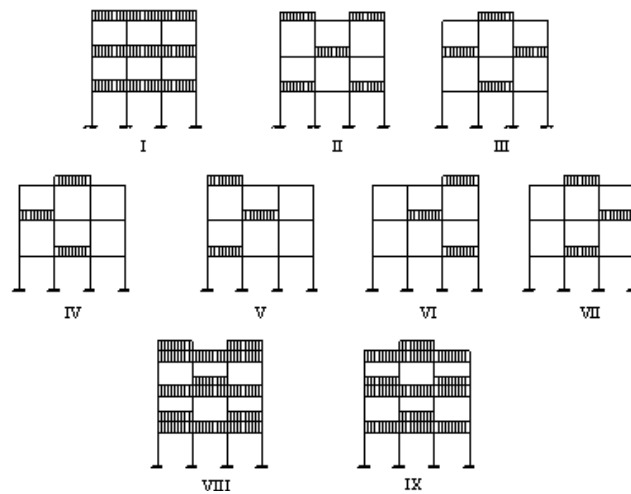
*Fuente: Elaboración G.A.M.Y.*

### 3.4. MODELO ESTRUCTURAL

#### 3.4.1. ESTRUCTURA DE SUSTENTACIÓN

La estructura fue definida como un sistema porticado tridimensional (3D), comprende de dos niveles la cual a su vez se descomponen en pórticos compuestos de columnas, vigas con entrepisos de losas, los niveles están comunicados por escaleras de concreto armado. Las columnas son cuadradas y rectangulares de secciones variables de acuerdo a su posición y solicitación, de igual modo las vigas son rectangulares donde predomina el alto con respecto al ancho, de acuerdo a su posición en la estructura.

El modelo de la edificación se calculó en el programa ETABS 2016, considerando cargas estáticas, cargas por peso propio y cargas de uso, donde la suma de las cargas permanentes más la envolvente de la carga de uso se obtendrá la solicitación más crítica de la estructura.

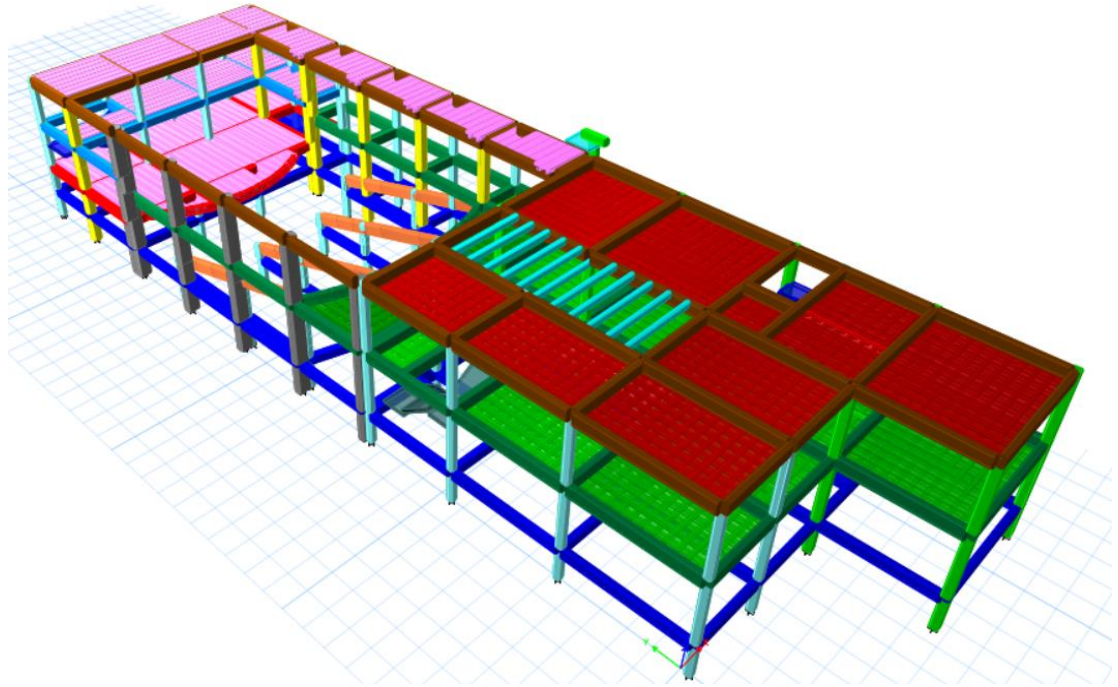


**Figura 3.3:** Envolventes de la carga de uso

**Fuente:** Elaboración propia

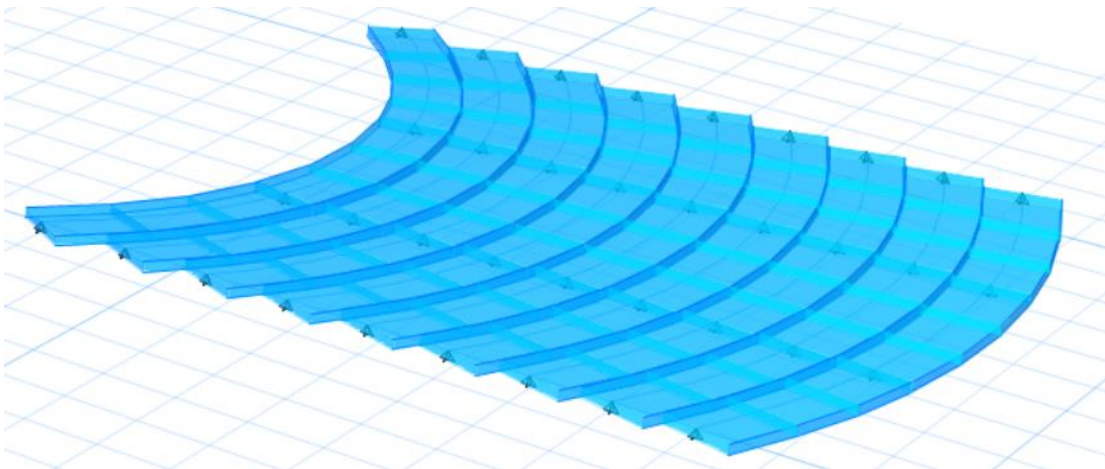
Dicho modelo tiene elementos estructurales como graderías y cubierta metálica, donde se realizara el análisis estructural de forma aislada no afectando el análisis de toda la estructura.

Los elementos como vigas y columnas se las considera como elementos lineales (frame), losas y escaleras como elementos bidimensionales (shell) y en caso de las graderías se las idealizará como elementos frames asiendo un verificación a cortante.



**Figura 3.4:** Modelo estructural de la Estructura de sustentación

*Fuente:* Elaboración propia “ETABS 2016”



**Figura 3.5:** Modelo estructural de las graderías

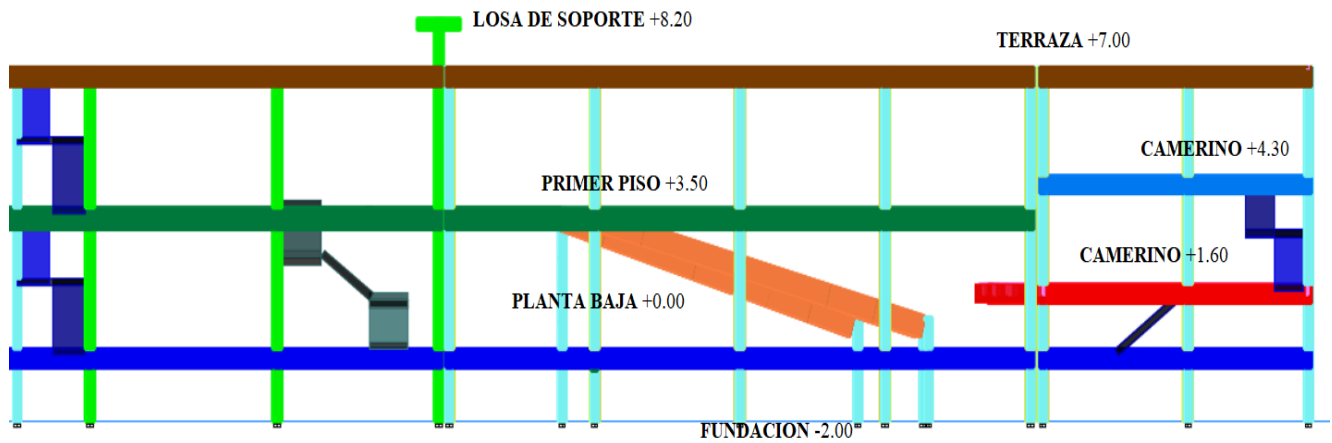
*Fuente:* Elaboración propia “ETABS 2016”

La estructura tendrá las siguientes elevaciones y plantas, en esta estructura se tendrá un nivel más donde afectará la continuidad de la estructura donde se colocará una junta de dilatación para no ser afectada por la discontinuidad del nivel

**Tabla 3.2:** Elevaciones de la plantas

PLANTA	NOMBRE	ALTURA		COTA
		(m)	(m)	(m)
6	LOSA DE SOPORTE	1.20	1.20	+8.20
5	TERRAZA	2.7	3.5	+7.00
4	CAMERINO	2.7	--	+4.30
3	PRIMER PISO	--	3.50	+3.50
2	ESCENARIO	1.60	--	+1.60
1	PLANTA BAJA	2.00		+0.00
0	FUNDACION	--		-2.00

*Fuente: Elaboración propia*



**Figura 3.6:** Elevaciones de las plantas

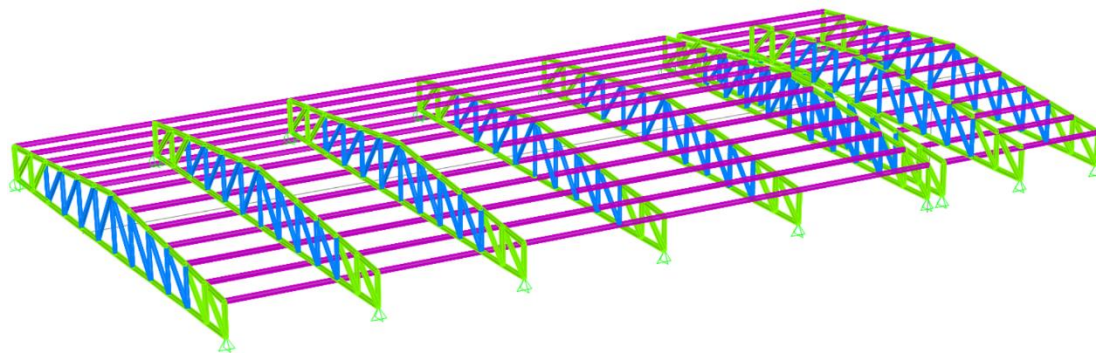
*Fuente: Elaboración propia*



### 3.4.2. ESTRUCTURA METÁLICA (CUBIERTA)

La estructura fue definida como un sistema reticular tridimensional (3D), comprendido por cercha de cuerdas paralelas tipo pratt, la cual a su vez se descomponen en un reticulado de vigas apoyadas en columnas y vigas de hormigón.

El modelo de la cubierta metálica se calculó en el programa SAP2000, considerando cargas estáticas, cargas por peso propio y cargas por peso eventual, la sumatoria de estas es el peso total que actúa en la estructura del diseño.



*Figura 3.7: Modelo estructural de la cubierta*

*Fuente: Elaboración propia "SAP2000 v20.0.0"*

## 3.5. NORMAS UTILIZADAS

### 3.5.1. ESTRUCTURA DE SUSTENTACIÓN

Para la estructura de sustancia o la estructura de hormigón para el diseño de los diferentes elementos estructurales se utilizó la norma boliviana de hormigón armado, (C.B.H.-87).

### 3.5.2. ESTRUCTURA METÁLICA (CUBIERTA)

La cubierta metálica, donde se usarán perfiles metálicos conformados en frío, la se hará el diseño bajo las recomendaciones de la A.I.S.I.-96 (American Iron and Steel Institute).

### 3.6. CARGAS

#### 3.6.1. CARGA MUERTA

##### ❖ **Peso propio**

Para el peso propio se calculará con la siguiente expresión:

$$P.P. = Vol * \gamma_{H^o A^o}$$

Esta expresión tendrá el mismo significado tanto para elementos de hormigón armado o acero.

##### ❖ **Cargas permanentes**

Sobre la cubierta:

Sobre la correa 0.05 kN/m<sup>2</sup>

Sobre la cuerda Inferior 0.35 kN/m<sup>2</sup>

Sobre las escaleras: 8.803 kN/m<sup>2</sup>

Sobre los entrepisos:

Piso cerámico 2.15 kN/m<sup>2</sup>

Piso parquet 1.75 kN/m<sup>2</sup>

Piso alfombra 1.87 kN/m<sup>2</sup>

Sobre la terraza: 1.50 kN/m<sup>2</sup>

Sobre las graderías: 2.35 kN/m<sup>2</sup>

Sobre losa de soporte: 1.06 kN/m<sup>2</sup>

##### ❖ **Carga de muros:**

Muro de ladrillo 2.10 kN/m<sup>2</sup>

CARGA DE MURO POR (kN/m <sup>2</sup> )	ALTURA DE MURO (m)	CARGA DE MURO (kN/m)
2.10	3.05	6.41
2.10	1.15	2.42
2.10	2.25	4.73

Muro de vidrio 0.40 kN/m<sup>2</sup>

CARGA DE MURO POR (kN/m <sup>2</sup> )	ALTURA DE MURO (m)	CARGA DE MURO (kN/m)
0.40	3.5	1.40

Muro Dry Wall 0.35 kN/m<sup>2</sup>

CARGA DE MURO POR (kN/m <sup>2</sup> )	ALTURA DE MURO (m)	CARGA DE MURO (kN/m)
0.35	3.50	1.23
0.35	2.15	0.75

Barandas Metálicas 0.093 kN/m

El análisis de carga se ve de una mejor forma expresa en el anexo D.

### 3.6.2. CARGA DE USO

Sobre la cubierta: 1.00 kN/m<sup>2</sup>

Sobre las escaleras: 4.00 kN/m<sup>2</sup>

Sobre los entresijos: 3.50 – 5.00 kN/m<sup>2</sup>

Sobre la terraza: 1.00 kN/m<sup>2</sup>

Sobre las graderías: 5.00 kN/m<sup>2</sup>

Sobre losa de soporte: 5.09 kN/m<sup>2</sup>

### 3.6.3. CARGA DE GRANIZO

La carga de granizo en la ciudad de Yacuiba, en el medio lamentablemente no se cuenta con los datos necesarios para evaluar una carga por granizo, en el SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología), existen registros de días con

granizo, pero estas enfocados al campo agronómico y son evaluados de acuerdo al daño ocasionado a los cultivos y no así el espesor o la carga que éste proporciona.

Ante estas circunstancias y buscando no omitir esta importante carga gravitatoria, pero tampoco sobredimensionando la estructura, se adopta los siguientes valores para esta carga:

$$S = H_{GRANIZO} * \gamma_{GRANIZO}$$

Donde:

S = Carga básica de granizo por unidad de área (kN/m<sup>2</sup>) en proyección horizontal.

H = Altura de granizo depositado en la cubierta (de acuerdo a reportes se tomara 10 cm)

$\gamma$  = Peso específico del granizo (9 kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$  = Angulo de inclinación de la cubierta

Donde la carga básica de granizo es:

$$S = 0.10 * 9.0$$

$$S = 0.90 \text{ kN/m}^2$$

Revisar anexo D.

### **3.6.4. CARGA DE VIENTO**

Presión dinámica básica  $q_0$  se calculara mediante la siguiente expresión:

$$q_0 = 0.000613 * V_0^2$$

Siendo:

$q_0$  = la presión dinámica básica, expresada kN/m<sup>2</sup>

$V_0$  = la velocidad básica de diseño, expresada en m/s

La velocidad del viento la cual se asumirá sera de 90 km/h=25 m/s

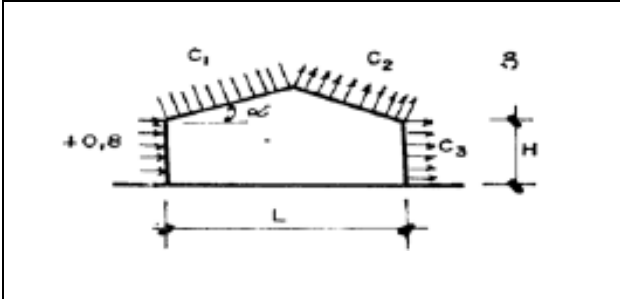
Presión dinámica básica del viento

$$q_o = 0.000613 * 25^2 = 0.38 \text{ kN}/m^2$$

Para cuantificar el barlovento y sotavento se utilizará la tabla siguiente, para interpolar los valores de  $C_1$  y  $C_2$  se lo realizará de forma lineal.

Revisar Anexo D.

**Tabla 3.3:** Coeficientes de forma o aerodinámicos



Coeficiente	$\alpha$	H/L			
		0	0.5	1	$\geq 2$
$C_1$	0	0	-0.6	-0.7	-0.8
	20	+0.2	-0.4	-0.7	-0.8
	40	+0.4	-0.3	-0.2	-0.4
	60	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
$C_2$		-0.4	-0.4	-0.5	-0.8

*Fuente: REGLAMENTO CIRSOC 102, Acción del viento sobre construcciones, Junio 1944, Pag.:10*

### 3.7. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

#### 3.7.1. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

De acuerdo al estudio de suelos la capacidad portante admisible del suelo es de  $1.15 \text{ kg}/\text{cm}^2 = 0.115 \text{ Mpa}$ , a una profundidad de fundación de 2,0 m. el tipo de suelo predominante es Arena limosa.

### 3.7.2. COMBINACIONES DE CARGA

#### 3.7.2.1. Combinaciones de carga para la estructura de sustentación

Las hipótesis de carga y coeficientes de mayoración de las cargas se adquirieron de la norma boliviana del hormigón armado C.B.H.-87

Hipótesis I:  $1.6 G+1.6Q$

Hipótesis:  $0.9 (1.6G +1.6Q) + 0.9(1.6W)$

Hipótesis III:  $1.44G+1.44G+1.44W$

Siendo:

G: Cargas Permanentes

Q: Cargas Variables

W: Carga de viento

La hipótesis más desfavorable para el diseño de hormigón armado es:

$$U=1.6G+1.6Q$$

#### 3.7.2.2. Combinaciones de carga para la estructura metálica (cubierta)

Los factores de carga son números, casi siempre mayores que 1.0, que se usan para aumentar las cargas estimadas aplicadas a las estructuras. Se usan para cargas aplicadas a todos los tipos de miembros, no solamente vigas y losas. Las cargas se aumentan para considerar las incertidumbres involucradas al estimar sus magnitudes.

$$U= 1.4D$$

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

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

$$U= 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

Dónde:

D: carga muerta

L: carga viva

Lr: carga viva en techos

S: carga de nieve

R: carga inicial de agua de lluvia o hielo

W: carga de viento

E: sismo

Está claro que la sobre carga de granizo no actuara de manera simultánea con la sobrecarga de servicio por la cual se adopta la mayor de las dos.

En este caso en particular la carga de viento solo produce succión la cual es considerada una carga favorable por lo que no se tomara en cuenta ya que nos estaría quitando carga, tampoco se tomara la carga de granizo debido a que este es mucho menor a la carga de servicio además de no actuar de manera simultánea. Por lo cual las únicas cargas a considerar serán la carga de peso propio y la carga de granizo, por la cual la situación más crítica es la siguiente:

$$U= 1.2D + 1.6 Lr$$

### **3.7.2.3. Materiales empleados**

Los materiales que utilizaremos para la estructura en estudio son los siguientes:

#### **CONCRETO**

##### **❖ Peso específico del concreto armado “ $w_c$ ”**

El peso específico para concreto armado se tomará  $25.0 \text{ kN/m}^3$  que corresponde a hormigones normales.

❖ **Resistencia especificada a la compresión del concreto “ $f_{ck}$ ”**

La resistencia a compresión es de 21Mpa.

Es posible pasar de un concreto de 210 kg/cm<sup>2</sup> a otro de mayor resistencia, pero este tiene un considerable aumento en el costo de entre 15 a 20%, sin embargo para fabricar un concreto de mayor resistencia se requiere un diseño cuidadoso de la mezcla y prestar considerable atención al mezclado, colado y curado. Estos requisitos ocasionan un incremento relativo en el costo.

❖ **Módulo de elasticidad para el concreto “ $E_c$ ”**

Para concreto de peso normal  $E_c = 0.9 * (6000 * \sqrt{f_{ck}})$  ; por lo tanto se tomará u módulo de elasticidad para el concreto de 24745.91 MPa.

### **ACERO DE REFUERZO**

❖ **Resistencia especificada a la fluencia del acero “ $f_y$ ”**

El acero que se utiliza es el acero A500 o fluencia de 500 Mpa.

❖ **Módulo de elasticidad para el acero “ $E_s$ ”**

El módulo de elasticidad para el acero de refuerzo puede tomarse como 200000 Mpa

❖ **Coefficiente de Poisson “ $\mu$ ”**

El coeficiente de Poisson se adopta como 0,2.

### **ACERO PARA LA CUBIERTA**

❖ **Resistencia especificada a la fluencia del acero “ $f_y$ ”**

El acero que se utiliza es el acero A36 o fluencia de 248 Mpa.

❖ **Módulo de elasticidad para el acero “ $E_s$ ”**

El módulo de elasticidad para el acero de refuerzo puede tomarse como 200000 Mpa

❖ **Coefficiente de Poisson “ $\mu$ ”**

El coeficiente de Poisson se adopta como 0,2.



### 3.7.2.4. Sistema de unidades

Para el cálculo estructural del proyecto “Casa de la Cultura de la ciudad de Yacuiba” se utilizó el sistema internacional (N, metro, segundo).

## 3.8. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

### 3.8.1. CUBIERTA DE ACERO

#### 3.8.1.1. Análisis estructural de correa

##### Cargas sobre las correas

##### a) Carga viva considerada

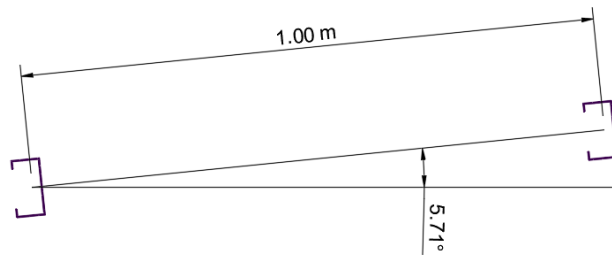
Carga viva de mantenimiento  $1.00 \text{ kN/m}^2$

##### b) Carga muerta de calaminas

Carga muerta de calamina ondulada =  $0.05 \text{ kN/m}^2$

##### Descomposición de las cargas

Las cargas que se consideran para el cálculo y diseño de las correas son las siguientes:



Ámbito de carga =  $1.00 \text{ m}$

Peso de las calaminas =  $0.05 \text{ kN/m}$

Peso propio del perfil C  $100 \times 50 \times 15 \times 3 \text{ mm} = 0.0485 \text{ kN/m}$

Carga de mantenimiento =  $0.995 \text{ kN/m}$

Carga muerta (D)

$$D = 0.05 + 0.0485 = 0.0985 \text{ kN/m}$$

$$D_x = 0.0985 * \cos(5.71^\circ) = 0.098 \text{ kN/m}$$

$$D_y = 0.0985 * \sin(5.71^\circ) = 0.0098 \text{ kN/m}$$

Sobre carga de servicio (Lr)

$$Lr_x = 0.995 * \cos(5.71^\circ) = 0.99 \text{ kN/m}$$

$$Lr_y = 0.995 * \sin(5.71^\circ) = 0.099 \text{ kN/m}$$

Por lo tanto las consideraciones de carga a usarse en la combinación son las siguientes.

Determinación de la carga crítica en la correa eje (X).

COMBINACIONES DE CARGA EN (X)	CARGA MUERTA (D <sub>x</sub> )	CARGA DE MANTENIMIENTO (R <sub>x</sub> )	CARGA CRÍTICA (U <sub>x</sub> )
	kN/m	kN/m	kN/m
U <sub>x</sub> = 1.4D	0.098	0.99	0.14
U <sub>x</sub> = 1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr o S o R)			0.61
U <sub>x</sub> = 1.2D + 1.6 (Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)			1.71
U <sub>x</sub> = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5 (Lr o S o R)			0.61

Se obtiene la carga última **U<sub>x</sub> = 1.71 kN/m**

Determinación de la carga crítica en la correa eje (Y)

COMBINACIONES DE CARGA EN (X)	CARGA MUERTA (D <sub>x</sub> )	CARGA DE MANTENIMIENTO (R <sub>x</sub> )	CARGA CRÍTICA (U <sub>x</sub> )
	kN/m	kN/m	kN/m
U <sub>x</sub> = 1.4D	0.0098	0.099	0.014
U <sub>x</sub> = 1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr o S o R)			0.061
U <sub>x</sub> = 1.2D + 1.6 (Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)			0.171
U <sub>x</sub> = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5 (Lr o S o R)			0.061

Se obtiene la carga última **U<sub>y</sub>=0.171 kN/m**

Carga línea sobre la correa

$$q_{UX} = 1.71 \text{ kN/m}$$

$$q_{UY} = 0.171 \text{ kN/m}$$

Diagrama de momentos flectores y cortantes en el eje "X".

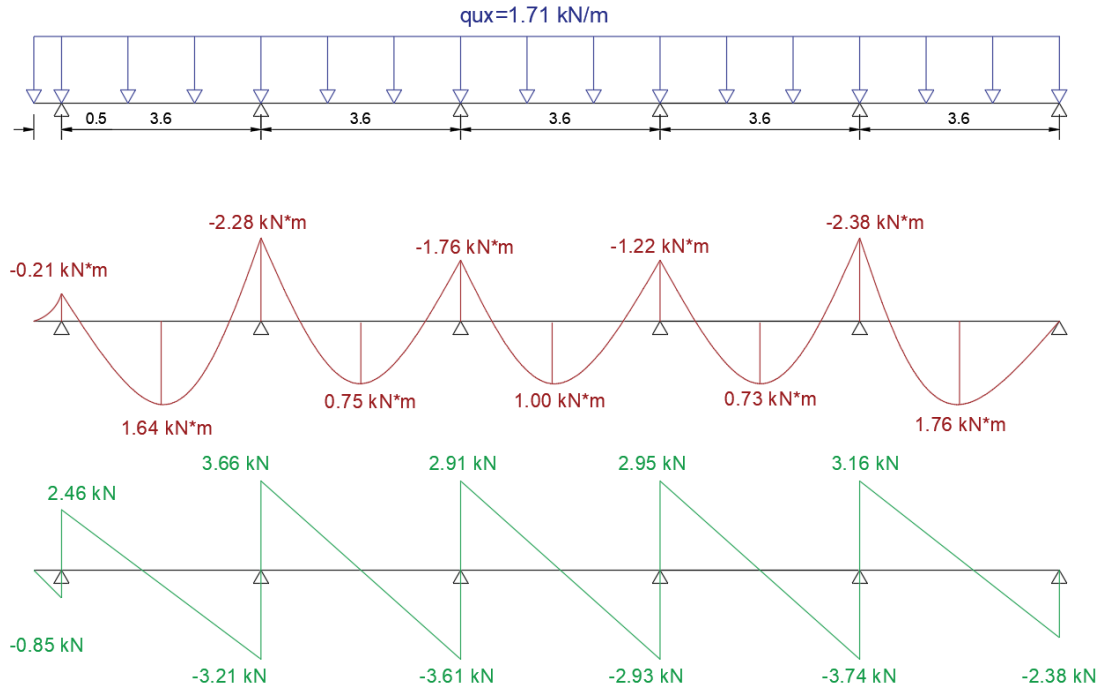
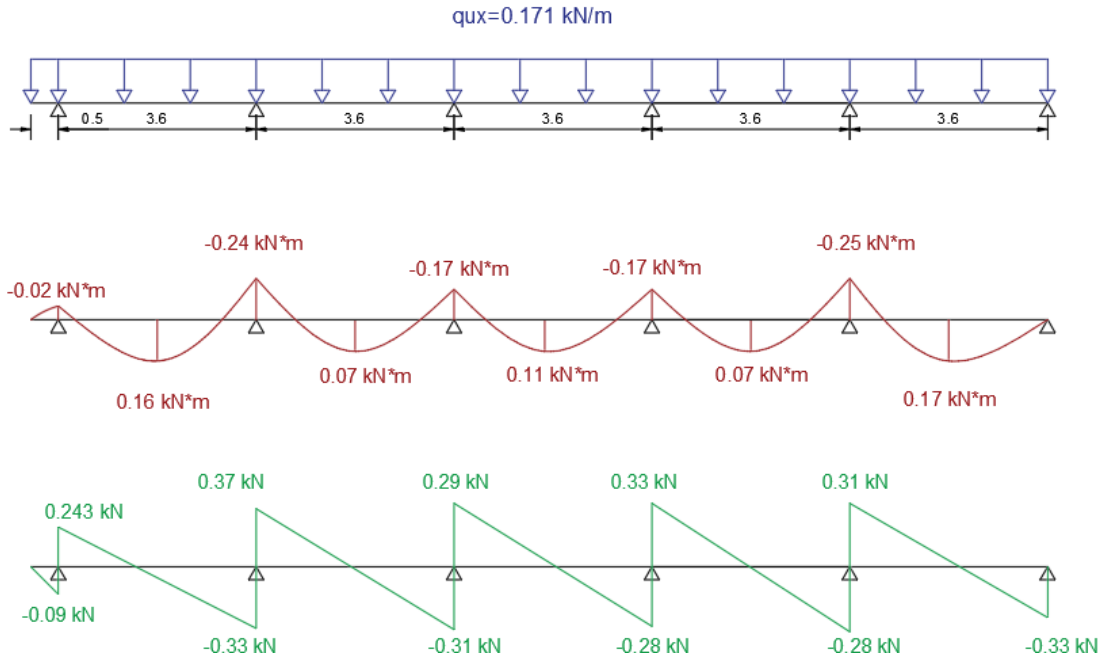


Diagrama de momentos flectores y cortantes en el eje "Y".



### 3.8.1.2. Diseño a Flexión Asimétrica (Correa)

Asignando perfil **C100x50x15x3mm**

Solicitación de diseño a flexion **Mux = 238.0 kN-cm**

Solicitación de diseño a flexion **Muy = 25.0 kN-cm**

Resistencia del Acero;  $F_y = 24.8 \text{ kN/cm}^2$

Módulo de elasticidad;  $E_s = 20,000.0 \text{ kN/cm}^2$

Área bruta;  $A=6.31 \text{ cm}^2$

Distancia entre el centroide y el alma;  $x=1.57 \text{ cm}$

Momento de inercia respecto al eje x;  $I_x=97.79 \text{ cm}^4$

Momento de inercia respecto al eje y;  $I_y=20.52 \text{ cm}^4$

Módulo de la sección respecto a x;  $S_x=19.56 \text{ cm}^3$

Módulo de la sección respecto a y;  $S_y=6.25 \text{ cm}^3$

Radio de giro respecto a x;  $r_x = 3.94 \text{ cm}$

Radio de giro respecto a y;  $r_y = 1.80 \text{ cm}$

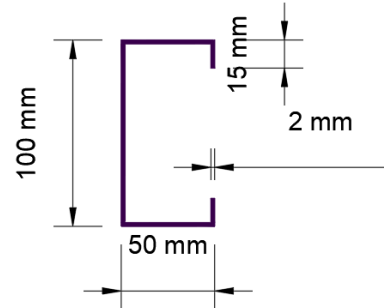
Radio de giro polar;  $r_o = 5.84 \text{ cm}$

Constante torsionante de St. Venant;  $J=0.1892 \text{ cm}^4$

Constante de Alabeo;  $C_w=465.66 \text{ cm}^6$

Longitud de la correa  $L_b=3.60\text{m}$

**CORREA**  
**C 100x50x15x3.0 mm**



#### Verificación relaciones de esbeltez

**Alma**  $b/t=3.8/0.3=12.67 < 60$

**Labio**

$d/t=0.9/0.3=3 < 60$

#### Máxima relación entre altura del alma y su espesor

$$h/t=8.8/0.3=29.33 < 200$$

## Determinación de la sección efectiva

### Para el ancho afectivo

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{b}{t}\right) * \sqrt{\frac{F}{E}} = 0.234$$

$$\lambda = 0.234 < 0.673 \quad \text{ancho totalmente efectivo}$$

$$b_e = b = 5.0 \text{ cm}$$

### Para el alto afectivo

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{h}{t}\right) * \sqrt{\frac{F}{E}} = 0.543$$

$$\lambda = 0.543 < 0.673 \quad \text{alto totalmente efectivo}$$

$$h_e = h = 8.8 \text{ cm}$$

La sección que se tiene es totalmente efectiva.

## Resistencia al pandeo lateral-torsional

Para determinar la resistencia de diseño a pandeo lateral es necesario conocer la longitud lateralmente no arriostrada de la viga ( $l_b$ ) tanto a desplazamiento lateral ( $k_x L_x$ ;  $k_y L_y$ ) como la torsión ( $k_t L_t$ ). En este caso se supone la siguiente condición ( $k_x = k_y = 1$ ;  $k_t = 1$ )

## Determinación de la tensión crítica a pandeo lateral

$$\sigma_x = \pi^2 * \frac{E}{\left(\frac{k_x * l_x}{r_x}\right)^2}$$

$$\sigma_x = 236.44 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_y = \pi^2 * \frac{E}{\left(\frac{k_y * l_y}{r_y}\right)^2}$$

$$\sigma_y = 49.35 \text{ Mpa}$$

### Determinación de la tensión crítica a pandeo torsional

$$\sigma_t = \frac{1}{A * r_o^2} * \left[ G * j + \frac{\pi^2 * E * c_w}{(k_t * l_t)^2} \right]$$

$$\sigma_t = 584.39 \text{ Mpa}$$

### Momento nominal en el eje x

#### Determinación del momento elástico

$$M_e = c_b * r_o * A * \sqrt{\sigma_x * \sigma_t}$$

$$c_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$M_{max} = M_B = 1$$

$$M_A = M_C = 0.7$$

$$c_b = 1.136$$

$$M_e = 7.11 \text{ kN} * \text{m}$$

#### Determinación del momento nominal

$$2.78 * s_x * f_y = 13.48 \text{ kN} * \text{m}$$

$$0.59 * s_x * f_y = 2.72 \text{ kN} * \text{m}$$

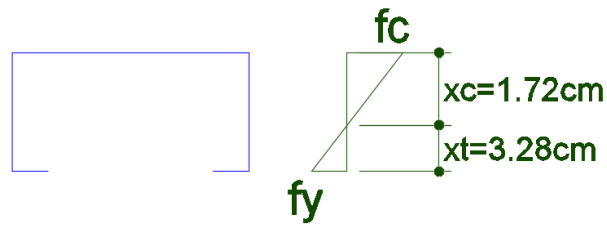
$$2.78 * s_x * f_y > M_e > 0.59 * s_x * f_y$$

$$M_c = \frac{10}{9} * s_x * f_y * \left( 1 - \frac{10}{36} * \frac{s_x * f_y}{M_e} \right)$$

$$M_c = 4.37 \text{ kN} * \text{m}$$

$$M_{nx} = M_c = 4.37 \text{ kN} * \text{m}$$

### Momento nominal en el eje y



$$f_c = \frac{x_c}{x_t} * f_y = 130.05 \text{ Mpa}$$

### Momento en el eje y

$$M_y = \frac{I_y}{B - x_c} * f_y = 1.552 \text{ kN} * \text{m}$$

### Determinación del momento elástico

$$M_e = c_b * r_o * A * \sqrt{\sigma_y * \sigma_t}$$

$$c_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$M_{max} = M_B = 1$$

$$M_A = M_C = 0.7$$

$$c_b = 1.136$$

$$M_e = 7.11 \text{ kN} * \text{m}$$

### Determinación del momento nominal

$$2.78 * M_y = 13.48 \text{ kN} * \text{m}$$

$$0.59 * M_y = 2.72 \text{ kN} * \text{m}$$

$$2.78 * M_y > M_e > 0.59 * M_y$$

$$M_c = \frac{10}{9} * M_y ** \left( 1 - \frac{10}{36} * \frac{s_x * f_y}{M_e} \right)$$



$$M_c = 1.63 \text{ kN} * m$$

$$M_{ny} = M_c = 1.63 \text{ kN} * m$$

### Verificación de la resistencia en flexión asimétrica

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$$
$$\frac{2.38}{0.9 * 4.37} + \frac{0.25}{0.9 * 1.63} \leq 1.0$$
$$0.77 \leq 1.0 \quad \dots \text{ok cumple}$$

### Verificación a deflexión

AISC limita la deflexión de las vigas que soportan techos o losas susceptibles de agrietamiento, el UBC (Uniform Building Code), especifica valores de deflexión de L/300 en general pueden usarse esa deflexión máxima para edificaciones.

### En el eje X

Como se trata de un elemento continuo se usará la siguiente ecuación:

$$\Delta_{in} = \frac{w_x l^4}{384 E_s I_s}$$

$$\Delta_{in} = \frac{1.71 * 360^4}{384 * 200,000.0 * 97.79}$$

$$\Delta_{in} = 3.82 \text{ mm}$$

$$\Delta_{MAX} = \frac{L}{300} = \frac{3600}{300} = 12 \text{ mm}$$

$$\Delta = 3.82 \text{ mm} < 12 \text{ mm CUMPLE}$$

### En el eje y

Como se trata de un elemento continuo se usará la siguiente ecuación:

$$\Delta_{in} = \frac{w_x l^4}{384 E_s I_s}$$

$$\Delta_{in} = \frac{0.171 * 360^4}{384 * 200,000.0 * 97.79}$$

$$\Delta_{in} = 0.382 \text{ mm}$$

$$\Delta_{MAX} = \frac{L}{300} = \frac{3600}{300} = 12 \text{ mm}$$

$$\Delta = 0.382 \text{ mm} < 12 \text{ mm CUMPLE}$$

### 3.8.1.3. Diseño a Flexo-Compresión (Cordón Superior)

Asignando perfil **2C80x40x2mm**

Solicitud de diseño a flexion-tracción **Pu = 120.58 kN; Mux=0.7237kN-cm**

Resistencia del Acero;  $F_y = 24.8 \text{ kN/cm}^2$

Módulo de elasticidad;  $E_s = 20,000.0 \text{ kN/cm}^2$

Área bruta;  $A=6.14 \text{ cm}^2$

Distancia entre el centroide y el alma;  $x=4 \text{ cm}$

Momento de inercia respecto al eje x;  $I_x=59.86 \text{ cm}^4$

Momento de inercia respecto al eje y;  $I_y=59.86 \text{ cm}^4$

Módulo de la sección respecto a x;  $S_x=14.97 \text{ cm}^3$

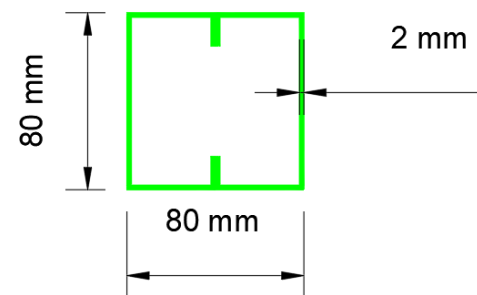
Módulo de la sección respecto a y;  $S_y=14.97 \text{ cm}^3$

Radio de giro respecto a x;  $r_x = 3.12 \text{ cm}$

Radio de giro respecto a y;  $r_y = 3.12 \text{ cm}$

Longitud del cordón superior  $L_c=100.0\text{cm}$

**CAJON**  
**2C 80x40x15x2.0mm**



### Determinación del esfuerzo nominal

$$F_e = \sigma_x = \sigma_y = \pi^2 * \frac{E}{\left(\frac{k * L}{r}\right)^2}$$

En este caso se supone la siguiente condición ( $k=k_x=k_y=1$ ); ( $r=r_x=r_y=3.12\text{cm}$ )

$$F_e = 2021.29\text{Mpa}$$

$$\lambda_c = \left(\frac{F_y}{F_e}\right)^{0.5} = 0.3503$$

$$F_n = (0.657\lambda_c^2) * F_y = 235.58\text{Mpa}$$

### Determinación de la sección efectiva

#### Para el ancho efectivo

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{b}{t}\right) * \sqrt{\frac{F}{E}} = 0.649$$

$$\lambda = 0.649 < 0.673 \quad \text{ancho totalmente efectivo}$$

$$b_e = b = 7.2\text{ cm}$$

#### Para el alto efectivo

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{h}{t}\right) * \sqrt{\frac{F}{E}} = 0.667$$

$$\lambda = 0.667 < 0.673 \quad \text{alto totalmente efectivo}$$

$$h_e = h = 7.2\text{ cm}$$

La sección que se tiene es totalmente efectiva.

### Resistencia nominal a compresión, $P_n$ :

$$P_n = A_e * F_n$$

$$P_n = 144.65\text{ kN}$$

### Cálculo de la resistencia Nominal Flexionante, $M_n$ :

$$M_n = S_e * F_y$$

$$M_n = 3.69 \text{ kN} * m$$

### Verificación a flexo-compresión

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \leq 1.0$$

$$\frac{120.58}{0.80 * 144.65} + \frac{0.007237}{0.90 * 3.69} \leq 1.0$$

$$0.98 \leq 1.0 \dots \text{Ok cumple}$$

### 3.8.1.4. Diseño a compresión (Diagonal)

Asignando perfil **C80x40x2mm**

Solicitación de diseño a compresión  **$P_u = 30.2 \text{ kN}$**

Resistencia del Acero;  $F_y = 24.8 \text{ kN/cm}^2$

Módulo de elasticidad;  $E_s = 20,000.0 \text{ kN/cm}^2$

Área bruta;  $A = 3.54 \text{ cm}^2$

Distancia entre el centroide y el alma;  $x = 1.36 \text{ cm}$

Momento de inercia respecto al eje x;  $I_x = 35.25 \text{ cm}^4$

Momento de inercia respecto al eje y;  $I_y = 8.07 \text{ cm}^4$

Radio de giro respecto a x;  $r_x = 3.16 \text{ cm}$

Radio de giro respecto a y;  $r_y = 1.51 \text{ cm}$

Radio de giro polar;  $r_o = 4.88 \text{ cm}$

Constante torsionante de St. Venant;  $J = 0.0472 \text{ cm}^4$

Constante de Alabeo;  $C_w = 131.48 \text{ cm}^6$

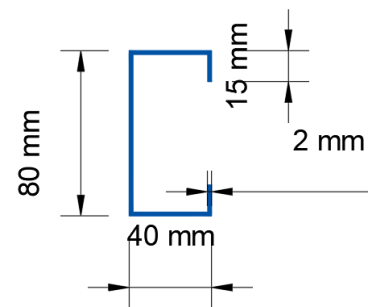
Longitud de la diagonal;  $L_d = 148.66 \text{ cm}$

### Determinación del esfuerzo nominal

### Determinación de la tensión crítica a pandeo lateral

$$\sigma_x = \pi^2 * \frac{E}{\left(\frac{k_x * l_x}{r_x}\right)^2}$$

**COSTANERA**  
**C 80x40x15x2.0mm**



$$\sigma_x = 938.39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_y = \pi^2 * \frac{E}{\left(\frac{k_y * l_y}{r_y}\right)^2}$$

$$\sigma_y = 315.94 \text{ Mpa}$$

### Determinación de la tensión crítica a pandeo torsional

$$\sigma_t = \frac{1}{A * r_o^2} * \left[ G * j + \frac{\pi^2 * E * c_w}{(k_t * l_t)^2} \right]$$

$$\sigma_t = 186.17 \text{ Mpa}$$

$$F_{e2} = \frac{1}{2 * \beta} * \left[ (\sigma_x + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_x + \sigma_t)^2 - 4 * \beta * \sigma_x * \sigma_t} \right]$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_c}{r_o}\right)^2$$

$$F_{e2} = 166.44 \text{ Mpa}$$

El esfuerzo crítico es de 166.44 Mpa

$$\lambda_c = \left(\frac{F_y}{F_e}\right)^{0.5} = 1.22$$

$$F_n = (0.657^{\lambda_c^2}) * F_{e2} = 133.01 \text{ Mpa}$$

### Determinación de la sección efectiva

Para el ancho afectivo

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{b}{t}\right) * \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0.217$$

$$\lambda = 0.217 < 0.673 \quad \text{ancho totalmente efectivo}$$

$$b_e = b = 7.2 \text{ cm}$$

**Para el alto afectivo**

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{h}{t}\right) * \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0.488$$

$$\lambda = 0.488 < 0.673 \quad \text{alto totalmente efectivo}$$

$$h_e = h = 7.2 \text{ cm}$$

La sección que se tiene es totalmente efectiva.

**Resistencia nominal a compresión, P<sub>n</sub>:**

$$P_n = A_e * F_n$$

$$P_n = 52.41 \text{ kN}$$

$$P_u = \phi_c * P_n = 44.55 \text{ kN} > 30.2 \quad \text{ok Cumple ...}$$

**3.8.1.5. Diseño a Flexo-Tracción (Cordón Inferior)**

Asignando perfil **2C80x40x15x2mm**

Solicitud de diseño a flexión-tracción **Tu = 119.98 kN; Mux=0.7201kN-cm**

Resistencia del Acero;  $F_y = 24.8 \text{ kN/cm}^2$

Módulo de elasticidad;  $E_s = 20,000.0 \text{ kN/cm}^2$

Área bruta;  $A=6.14 \text{ cm}^2$

Distancia entre el centroide y el alma;  $x=4.0 \text{ cm}$

Momento de inercia respecto al eje x;  $I_x=59.86 \text{ cm}^4$

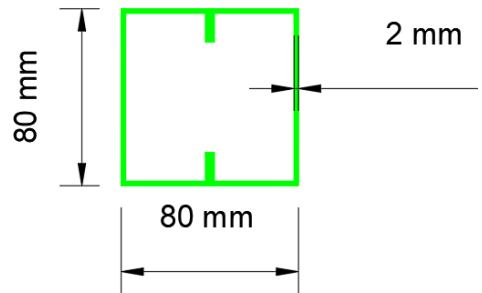
Momento de inercia respecto al eje y;  $I_y=59.86 \text{ cm}^4$

Módulo de la sección respecto a x;  $S_x=14.97 \text{ cm}^3$

Módulo de la sección respecto a y;  $S_y=14.97 \text{ cm}^3$

Longitud del cordón inferior  $L_c=100.0 \text{ cm}$

**CAJON**  
**2C 80x40x15x2.0mm**



## Determinación de la sección efectiva

### Para el ancho efectivo

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{b}{t}\right) * \sqrt{\frac{F}{E}} = 0.649$$

$$\lambda = 0.649 < 0.673 \quad \text{ancho totalmente efectivo}$$

$$b_e = b = 7.2 \text{ cm}$$

### Para el alto efectivo

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{h}{t}\right) * \sqrt{\frac{F}{E}} = 0.667$$

$$\lambda = 0.667 < 0.673 \quad \text{alto totalmente efectivo}$$

$$h_e = h = 7.2 \text{ cm}$$

La sección que se tiene es totalmente efectiva.

### Resistencia nominal a tracción

$$T_n = A_n * F_y$$

$$T_n = 152.27 \text{ kN}$$

### Resistencia nominal a flexión

$$M_n = S_e * F_y$$

$$M_n = 3.69 \text{ kN} * \text{m}$$

### Verificación a flexo-tracción

$$\frac{T_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \leq 1.0$$

$$\frac{119.98}{0.95 * 152.27} + \frac{0.007201}{0.90 * 3.69} \leq 1.0$$

$$0.83 \leq 1.0 \dots Ok$$

### 3.8.1.6. Placa de anclaje

En la unión se debe verificar la placa base y los pernos de anclaje con los datos de entrada como son las reacciones en los apoyos de la cubierta se pueden diseñar las placas de apoyo y los respectivos pernos de anclaje.

Reacción vertical de la cubierta  $P_u=52.21$  kN

Acero A-36Ksi

La carga se transmite a través de una placa de acero que está ligada a la viga en cuatro pernos.

EL área mínima de la placa base de acero para el límite de la resistencia al aplastamiento del hormigón, debe ser la menor de las siguientes expresiones:

$$A_{placa} = \frac{1}{A_{viga}} * \left( \frac{P_u}{\phi_{AH} * (0.85 * f_c)} \right)^2$$

$$A_{placa} = 6.88 \text{ cm}^2$$

O bien:

$$A_{placa} = \frac{P_u}{\phi_{AH} * (1.70 * f_c)}$$

$$A_{placa} = 26.84 \text{ cm}^2$$

Donde:

$A_{placa}$ = Área de la placa de anclaje

$A_{viga}$ = Area de la viga de H°A° (20x20cm)

$f_c$ = Resistencia a la compresión del hormigón (2.1 kN/cm<sup>2</sup>)

$\phi_{AH}$ = Factor de minoración en el aplastamiento del hormigón (0.60)

$P_u$ = Carga máxima transmitida por la cubierta a la viga



Las dimensiones de la placa por motivos constructivos, asumiremos que tiene un área de  $400 \text{ cm}^2$  que es igual a una placa de  $20\text{cm} \times 20\text{cm}$ .

El espesor se determina a partir de la flexión en los volados a que está sometida la placa dado por la siguiente expresión:

$$t = m * \sqrt{\frac{2 * Pu}{0.9 * Fy * B * N}} \quad \text{o} \quad t = n * \sqrt{\frac{2 * Pu}{0.9 * Fy * B * N}}$$

$$m = \frac{N - 0,95 * d}{2}$$

$$m = \frac{200 - 0.95 * 80}{2} = 62 \text{ mm}$$

$$n = \frac{B - 0,8 * bf}{2}$$

$$n = \frac{200 - 0,8 * 80}{2} = 62 \text{ mm}$$

$$t = m * \sqrt{\frac{2Pu}{0.9 * Fy * B * N}} = 3.66 \text{ mm}$$

$$t = n * \sqrt{\frac{2Pu}{0.9 * Fy * B * N}} = 3.83 \text{ mm}$$

Se adoptará un espesor de 6.00 mm.

### Diseño por aplastamiento de la placa base

$\sigma_U = (58\text{ksi})$  Esfuerzo ultimo de rotura para aceros A-36 =  $40.8 \text{ kN/cm}^2$ .

$\varphi_A =$ Factor de reducción por aplastamiento=0,75

$t =$  Espesor de la placa=1/4"

$$P_A = 2,4 * \varphi_A * d_p * t * \sigma_U$$

$$P_A = 2.4 * 0.75 * 1.6 * 0.6 * 40.8$$

$$P_A = 70.50 \text{ kN}$$

La fuerza vertical se transmite a la plataforma por aplastamiento directo entre la placa base y la plataforma, la fuerza P se transmite por medio de los pernos de anclaje donde el esfuerzo de aplastamiento promedio entre la placa base y los pernos de anclaje es igual a la fuerza P dividida entre el área de los apoyos de los 4 pernos, el área de apoyo de un perno es igual al espesor de la placa multiplicado por el diámetro del perno.

$$\sigma_c = \frac{Pu}{4 * dp * t} < 24.8 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sigma_c = \frac{52.21}{4 * 1.6 * 0.6} < 24.8 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sigma_c = 13.59 \frac{kN}{cm^2} < 24.8 \frac{kN}{cm^2}$$

### **Cálculo de los pernos de anclaje**

Los pernos de anclaje se deben diseñar de tal manera que resistan las cargas de la estructura que llegan a la base de las columnas.

$$Pu=52.21 \text{ kN}$$

$$Fu=40.8 \text{ kN/cm}^2$$

$\phi_t=0,75$  Factor resistente tomado para acero A-36Ksi

$$A_g = \frac{T_u}{0,75 * \phi_t * F_u}$$

$$A_g = \frac{(52.21)/4}{0,75 * 0,75 * 40.8}$$

$$A_g = 0.568 \text{ cm}^2$$

Despejando el diámetro se obtiene un  $d=0.85 \text{ cm}$ , se dispondrá de un diámetro constructivo de 1.6.

$$A_g = \frac{\pi * d^2}{4} = 2.0106 \text{ cm}^2$$

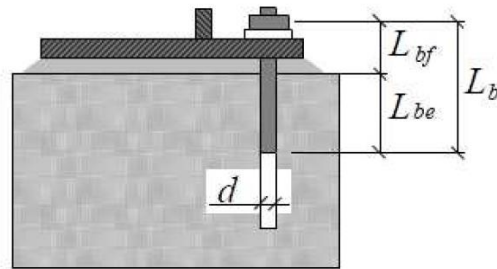
### Longitud de anclaje

Para la longitud de anclaje de los pernos se basará en la norma ACI-318.

$$L_b = \frac{318 * d}{\sqrt{f_c}} \geq 8d \text{ o } 15cm$$

$$35.11cm \geq 15cm$$

Se adoptará una longitud de 40 cm, también se tomará en cuenta las recomendaciones del Prof. Nicolás Andrés Chávez.



**Figura 3.8:** Largo efectivo del perno de anclaje

**Fuente:** Nicolás Andrés Chávez Merino Criterios de diseño de pernos de anclaje

El largo libre del perno  $L_{bf}$  estaría dado por la altura de la silla, la cual no debe ser menor a 8 veces el diámetro del perno ó 250 [mm]. Por otro lado, el largo embebido efectivo  $L_{be}$  depende de cómo se asuma que se distribuyen las tensiones entre el perno y el hormigón

Según el tipo de acero utilizado las mínimas distancias a las que se deben anclarse son:

Largo libre del perno =  $L_{bf}$

$$L_{bf} = 8 * d$$

$$L_{bf} = 12.8 \text{ cm}$$

Se asumirá una longitud de 15 cm.

Largo embebido efectivo =  $L_{be}$

$$L_{be} = 12 * d$$

$$L_{be} = 19.2 \text{ cm}$$

Se adoptará una longitud de 40 cm.

Largo efectivo =  $L_b$

$$L_b = L_{bf} + L_{be}$$

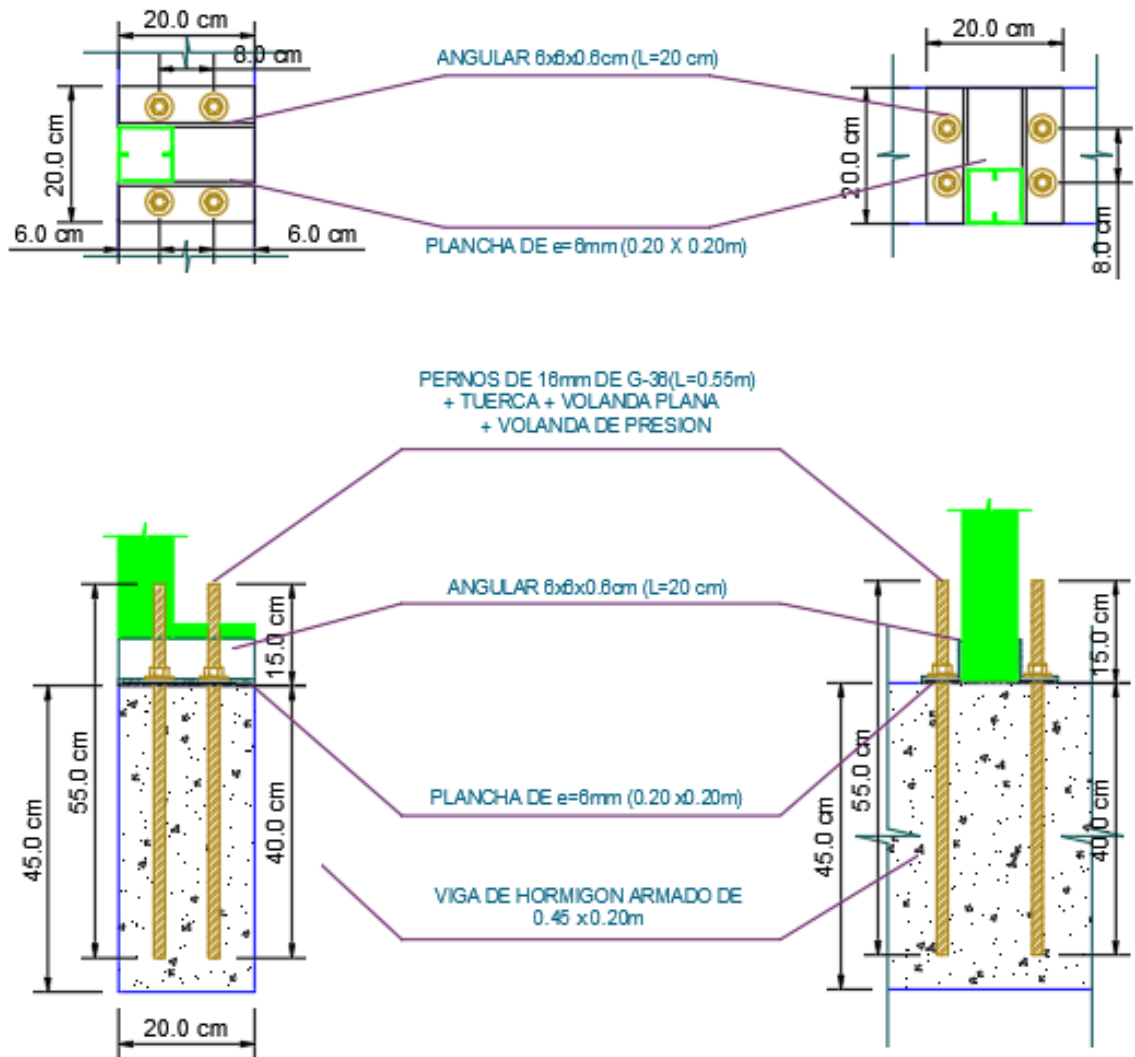
$$L_b = 55 \text{ cm}$$

En resumen, la placa y el perno de anclaje en la viga son de las siguientes dimensiones  $N \times B \times e$

**200x200x6mm**

Longitud y diámetro del perno de anclaje

**L=55cm D=16mm**



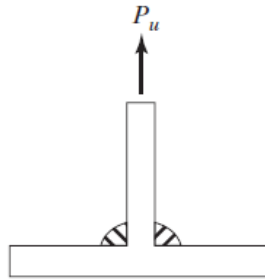
*Figura 3.9: Detalle de Anclaje*

*Fuente: Elaboración propia AutoCAD 2016*

### 3.8.1.7. Diseño de uniones soldadas

El esfuerzo en un filete de soldadura se considera igual a la carga dividida entre el área efectiva de la garganta de la soldadura sin tomar en cuenta la dirección de la carga.

Las soldaduras de filete transversales son más fuertes por dos razones: primero, ellas quedan sometidas a esfuerzos más uniformes sobre toda su longitud.



**Figura 3.10:** Soldadura de filete transversal

**Fuente:** Fuente Diseño de estructuras de acero LFRD McCormac

La resistencia de diseño de una soldadura específica ( $\phi R_n$ )

$$R_n = F_{nw} * A_{we}$$

Siendo:

$F_{nw}$  = el esfuerzo nominal del metal de la soldadura

$A_{we}$  = área efectiva de la soldadura

**Tabla 3.4:** Tamaño mínimos para las soldaduras de filete

Espesor del material de la parte unida más delgada (plg)	Tamaño mínimo de las soldaduras de filete (mm)
Hasta 1/4 inclusive	1/8
Mayor de 1/4 hasta 1/2	3/16
Mayor de 1/2 hasta 3/4	1/4
Mayor de 3/4	5/16

**Fuente:** Fuente Diseño de estructuras de acero LFRD McCormac

Los electrodos de metal de relleno para la soldadura por arco protegido se designan como E60XX, E70XX, etc. En esta clasificación, la letra *E* representa a un electrodo, mientras que el primer conjunto de dígitos (60, 70, 80, 90, 100 o 110) indica la resistencia mínima a la tensión de la soldadura, en  $\text{klb/plg}^2$ .

- **Soldadura placa base-uni3n columna**

La barra soldada al caj3n formado por costaneras externo de la columna en todo su contorno, es decir el per3metro de la barra. El caj3n tiene un contorno exterior de 8mm=3.15plg por lado la cual se tendr3a un contorno exterior total del caj3n que llegan a ese punto 32mm=12.6 plg.

$$P_u = \phi * (0.6 * F_{exx}) * A_{ef}$$

$$P_u = \phi * (0.6 * F_{exx}) * (0.707 * a * L)$$

$$11.74 = 0.75 * (0.6 * 70) * (0.707 * a * 12.60)$$

$$a = 0.042 \text{ pulg}$$

Se tomar3 el espesor m3nimo de filete a=1/8 pulg.

Para una mayor rigidez en las uniones base-uni3n columna tambi3n se dispondr3n de angulares 60x60x6mm soldadas en dicha placa la cual tambi3n estar3 soldada con el espesor m3nimo de filete.

- **Uni3n barra a compresi3n de montante**

$$P_u = - 48.77 \text{ kN} = - 10.97 \text{ kip}$$

Las celos3as que son 3ngulos dobles est3n sujetas a cargas axiales de tensi3n o de compresi3n. Para el dise3o se considera a las celos3as diagonales de las Secciones C80X40X15X2mm, las cuales son las que soportan la mayor fuerza de compresi3n con 10.97 kip, se tiene un espesor m3nimo de filete a=1/8pulg

$$P_u = \phi * (0.6 * F_{exx}) * A_{ef}$$

$$P_u = \phi * (0.6 * F_{exx}) * (0.707 * a * L)$$

$$10.97 = 0.75 * (0.6 * 70) * \left(0.707 * \frac{1}{8} * L\right)$$

$$L = 3.94 \text{ pulg} \approx 10.0 \text{ cm}$$

Longitud de filete requerido es de  $L=10.00$  cm. Por lo tanto, se soldará perimetralmente el perfil de la barra. Teniendo una longitud total de 32 cm.

- **Unión correas sobre el cordón superior**

Las correas soportan cargas uniformemente distribuida a lo largo de toda su longitud y éstos a la vez transmiten esta carga a la estructura en forma de cargas concentradas sobre la cuerda superior de la armadura de la cubierta.

La reacción vertical en el apoyo de la correa más crítico es de  $6.97$  kN=  $1.57$  Kip.

El espesor del ala del larguero es de  $0.118$  pulg, entonces  $a_{\min} = a_{\max} = 1/8''$ .

$$P_u = \phi * (0,6 * F_{exx}) * A_{ef}$$

$$P_u = \phi * (0.6 * F_{exx}) * (0.707 * a * L)$$

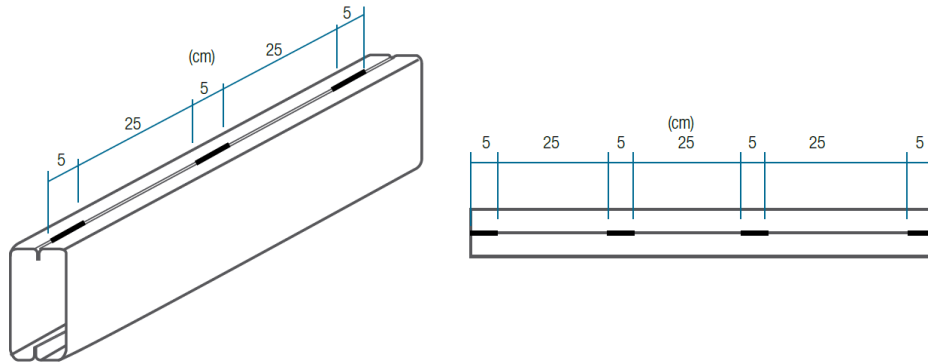
$$1.57 = 0.75 * (0.6 * 70) * \left(0.707 * \frac{1}{8} * L\right)$$

$$\mathbf{L = 0.56 \text{ plg} \approx 1.43 \text{ cm}}$$

Longitud de filete requerido es de  $L=1.43$  cm por lo cual se soldará una longitud de 7cm en cada apoyo.



- **Unión de cajón 2C**



**Figura 3.11:** Soldadura de unión para 2C 80x40x15x2mm

*Fuente:* Manual de perfiles ACESCO “Mejores materiales mejores, mejores obras”

Para los perfiles soldados 2C80X40X15X2mm se tiene normalizado la longitud de soldadura como se muestra en la figura siguiente 5 cm cada 25 cm:

### 3.8.2. EDIFICACIÓN

#### 3.8.2.1. Diseño de Tanque de Agua (Losa de Soporte)

##### 3.8.2.1.1. Capacidad del Tanque

##### Cálculo de la dotación.

La capacidad de casa de la cultura, es de 140 asientos en teatro y con área de uso público de 284.5 m<sup>2</sup>.

##### Cines, Teatros, Auditorios y otros.

Tipo de establecimiento	Dotación diaria
Cines, teatros y auditorios	3 litros/asiento
Cabarets, casinos y salas de baile	20 litros/m <sup>2</sup> de área para uso publico
Estaciones, velódromos, autódromos, plazas de toros, similares	3 litro / espectador
Circos, hipódromos, parque de atracción y similares	5 litro/ espectador + la dotación requerida para animales

Con los datos anteriores y la tabla se procede a calcular el caudal necesario por el edificio:

$$Q = 140 * 3 + 284.5 * 20$$

$$Q = 7532.5 \frac{lt}{dia}$$

La capacidad del tanque de almacenamiento debe ser igual al volumen que resulte mayor de las siguientes consideraciones:

**a) Volumen de regulación**

El volumen de regulación debe ser suficiente para compensar las variaciones de caudal que se presentan entre el caudal de alimentación y el caudal de consumo en cada instante.

$$V_r = c * Q * t$$

Donde:

V<sub>r</sub>=Volumen de regulación en m<sup>3</sup>.

C=Coefficiente de regulación.

Sistemas a gravedad 0,15 a 0,30.

Sistemas por bombeo 0,15 a 0,25.

Q=Caudal diario en m<sup>3</sup>/d.

T=Tiempo en días. t = 1 día como mínimo.

$$V_r = 0.15 * 7.5325 * 1$$

$$V_r = 1.13 \text{ m}^3$$

**b) Volumen contra incendios**

Este volumen está destinado a garantizar un abastecimiento de emergencia para combatir incendios.

El volumen de almacenamiento para atender la demanda contra incendio debe calcularse para un tiempo de duración del incendio entre 2 horas y 4 horas, a través de la siguiente expresión:

$$V_i = 3.6 * Q * t$$

Donde:

V<sub>i</sub>=Volumen para lucha contra incendios en m<sup>3</sup>.

Q= Caudal máximo diario en l/s.

t=Tiempo en horas.

$$V_i = 3.6 * 0.09 * 3$$

$$V_i = 0.94 \text{ m}^3$$

### c) Volumen de reserva

Este volumen, prevé el abastecimiento de agua durante las interrupciones accidentales de funcionamiento del sistema de agua potable. Es evidente que durante ese lapso debe disponerse de una reserva de agua en el tanque de almacenamiento; para ello se recomienda considerar un volumen equivalente a 4 horas de consumo correspondiente al caudal máximo diario.

$$V_i = 3.6 * Q * t$$

Donde:

$V_i$ =Volumen de reserva en  $\text{m}^3$ .

Q= Caudal máximo diario en l/s.

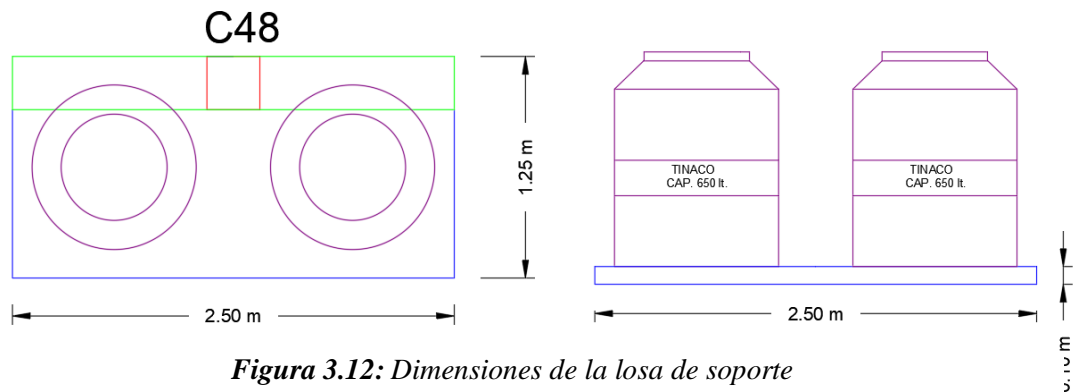
t=Tiempo en horas.

$$V_i = 3.6 * 0.09 * 4$$

$$V_i = 1.255 \text{ m}^3$$

Teniendo estas consideraciones se llegará a tener un volumen en la capacidad será de  $1.25 \text{ m}^3$ , teniendo este volumen mínimo se llegará a colocar dos tinacos de capacidad de  $0.65 \text{ m}^3$ , con dimensiones de 0.92 m de diámetro y con una altura de 1.21m datos estandarizados por las empresas creadores de los tinacos.

Teniendo las dimensiones del tinaco se prevé una losa de soporte de 2.50m x1.25m por un espesor de 10cm como se ve en la figura siguiente, dicha losa de soporte tiene la suficiente área para soportar dos tinacos de esas dimensiones.



**Figura 3.12:** Dimensiones de la losa de soporte

*Fuente:* Elaboración propia AutoCAD 2016

### 3.8.2.1.2. Análisis Estructural de losa de soporte

#### Cargas sobre la losa de soporte

- **Peso del agua**

La capacidad de los tinacos son  $0.65 \text{ m}^3$  y con peso específico del agua de  $1,000.00 \text{ kg/m}^3$  dando como peso total entre los tinacos de  $1,300.00 \text{ kg}$  en área de  $2.50\text{m} \times 1.25\text{m} = 3.125\text{m}^2$  por lo cual el peso del agua por unidad de área es:

$$w_w = \frac{1300.0}{3.125} = 4.09 \text{ kN/m}^2$$

- **Peso del tinaco y otros**

El peso tinaco tiene una aproximación de entre 25-35 kg por cada tinaco

$$w_t = 2 * \left( \frac{35}{3.125} \right) = 0.22 \text{ kN/m}^2$$

Peso Propio de la losa soporte:

$$w_{pp} = 25 \text{ kN/m}^3 * 0.10\text{m} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Peso de revestimiento de espesor de 2cm en ambas caras de la losa:

$$w_{reves} = 21 \text{ kN/m}^3 * 0.04\text{m} = 0.84 \text{ kN/m}^2$$

- **Mantenimiento**

Para realizar el mantenimiento es necesario realizar el análisis de que el peso de una persona promedio más su equipo realiza mantenimiento o limpieza que tiene un peso en conjunto alrededor de 55kg a 65 kg y el área a ocupar es de  $0.80\text{ m} \times 0.80\text{ m} = 0.64\text{ m}^2$  por lo cual;

$$w_{uso} = 60/0.64 = 93.75\text{ kg/m}^2 \approx 1.0\text{ kN/m}^2$$

- Carga muerta (G)

$$G = 0.22 + 2.5 + 0.84 = 3.56\text{ kN/m}^2$$

- Sobre carga de servicio (Q)

$$Q = 4.09 + 1.0 = 5.09\text{ kN/m}^2$$

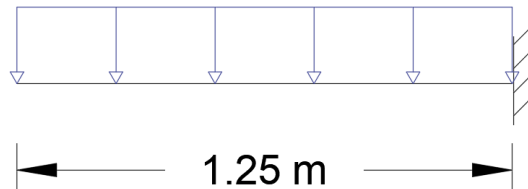
**Combinaciones de carga**

$$U = 1.6 * G + 1.6 * Q$$

$$U = 1.6 * 3.56 + 1.6 * 5.09$$

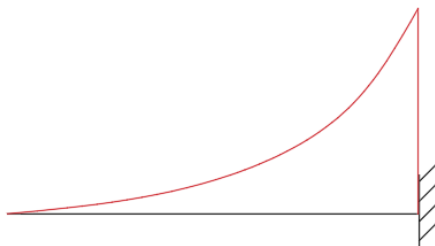
$$U = 13.84\text{ kN/m}^2$$

$$q = 13.84\text{ kN/m/m}$$

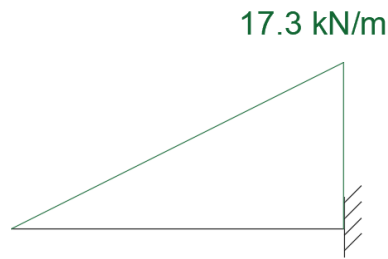


**Momento máximo**

$$10.81\text{ kN}\cdot\text{m/m}$$



## Cortante máximo



## Efectos de diseño

Como se puede ver en la gráfica la losa de soporte es una losa en voladizo empotrada en una viga donde la longitud más corta está en voladizo con unos efectos máximos de diseño:

$$M_d = 10.81 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$Q_d = 17.3 \text{ kN/m}$$

### 3.8.2.1.3. Diseño de Losa de Soporte

Espesor de losa de soporte:	$h = 10 \text{ cm}$
Ancho de losa de soporte:	$b = 250 \text{ cm}$
Recubrimiento:	$r = 2.5 \text{ cm}$
Canto útil:	$d = 17.5 \text{ cm}$
Momento Flector Negativo:	$M_d = -10.81 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
Fuerza cortante:	$Q_d = 17.3 \text{ kN/m}$
Resistencia de cálculo del hormigón:	$f_{cd} = 1.40 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia de cálculo del acero:	$f_{yd} = 43.48 \text{ kN/cm}^2$

Se determinará primero si se necesita armadura a compresión.

$$M_d < 0.251 * b * d^2 * f_{cd}$$

$$M_d < 107.62 \text{ kN} * \text{m/m}$$

Como  $M_d < 0.251 * b * d^2 * f_{cd}$ , no es necesario disponer armadura comprimida y la armadura de tracción se obtendrá de la siguiente manera:

$$0 = 0.85 * f_{cd} * b * y - A_s * f_{yd}$$

$$M_d = 0.85 * b * y * f_{cd} * \left( d - \frac{y}{2} \right)$$

Se determinan las únicas incógnitas  $A_s$  e  $y$ :

$$y = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right] = 1.33 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * b * y * f_{cd}}{f_{yd}} = 3.63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

Determinación de la armadura mínima: ( $A_{smin}$ ) con  $W_{min} = 0.0015$  de acuerdo al tipo de acero “AH-500”.

$$A_{smin} = W_{min} * b_w * h = 1.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s > A_{smin} \Rightarrow 3.63 > 1.50$$

Se tomará el mayor entre el  $A_s$  y  $A_{smin}$ ;  $A_{sd} = 3.63 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se adoptará 8 Ø 8mm.

Se tiene un área de  $A = 4.00 \text{ cm}^2$

$$4.0 \text{ cm}^2 > 3.63 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación:

$$sep = \frac{b_{\text{losa de soporte}} - 2 * r}{N^{\circ} \text{ barras}}$$

$$sep = 12.50 \text{ cm}$$

Usar:

$$\text{Ø } 8\text{mm } c/12.50 \text{ cm}$$

Esta armadura se dispondrá a lo largo de la sección longitudinal y en la parte superior, y en el resto de las direcciones tanto inferior como superior se dispondrá de una armadura mínima.

### **Armadura mínima: ( $A_{smin}$ )**

Determinación de la armadura mínima: ( $A_{smin}$ ) con  $W_{min} = 0.0015$  de acuerdo al tipo de acero "AH-500".

$$A_{smin} = W_{min} * b_w * h = 1.50 \text{ cm}^2/m$$

Se adoptará 6 Ø 6mm.

Se tiene un área de  $A = 1.68 \text{ cm}^2$

$$1.68 \text{ cm}^2 > 1.50 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación:

$$sep = \frac{b_{\text{losa de soporte}} - 2 * r}{N^{\circ} \text{ barras}}$$
$$sep = 16.67 \text{ cm}$$

Se usará:

$$\text{Ø 6mm c/15.0 cm}$$

### **Cálculo de la deflexión**

$$\Delta = \frac{w l^4}{8 E_c I_e}$$

$$\Delta = 0.128 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} = \frac{l}{300}$$

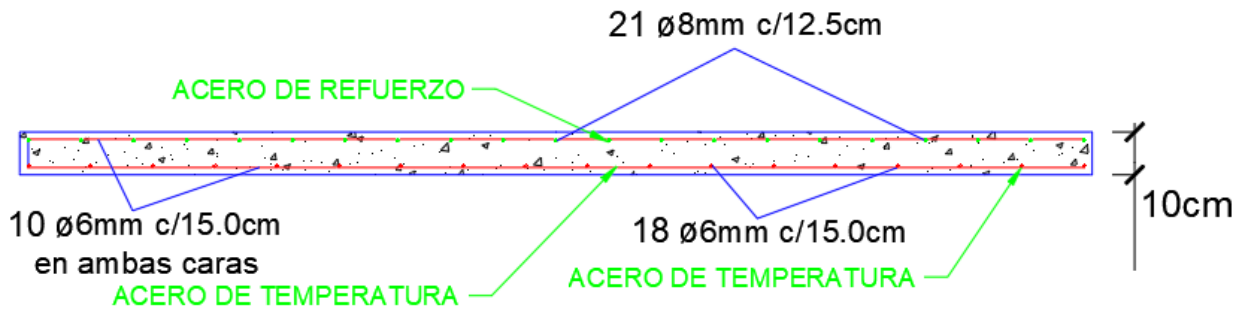
$$\Delta_{max} = \frac{125}{300}$$

$$\Delta_{max} = 0.42 \text{ cm}$$

$$\Delta < \Delta_{max}$$

$$0.128 \text{ cm} < 0.42 \text{ cm ok.. cumple!!}$$





**Figura 3.13:** Detallé de armado de losa de soporte

*Fuente:* Elaboración propia AutoCAD 2016.

### 3.8.2.2. Diseño de Losa Alivianada de viguetas

Se realizará el proceso de cálculo detallado para el diseño de la losa alivianada 5 de la planta 2 (Escenario) de la estructura:

Espesor de losa alivianada:	$h = 20 \text{ cm}$
Espesor de losa de compresión:	$e = 5 \text{ cm}$
Ancho de losa de nervio:	$b = 10 \text{ cm}$
Recubrimiento:	$r = 2.5 \text{ cm}$
Canto útil:	$d = 17.50 \text{ cm}$
Momento Flector Negativo:	$M_d = -12.67 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento Flector Positivo:	$M_d = +10.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Fuerza cortante:	$Q_d = 17.55 \text{ kN/m}$
Resistencia de cálculo del hormigón:	$f_{cd} = 1.40 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia de cálculo del acero:	$f_{yd} = 43.48 \text{ kN/cm}^2$

#### Diseño de vigueta

Una vez calculado el momento máximo positivo de diseño en cada una de la vigueta, procedemos a entrar a tablas para escoger el tipo de vigueta a utilizar en la estructura de tal manera que el momento de diseño sea menor al momento admisible según el cuadro que se muestra a continuación:

**Tabla 3.5: Momentos flectores para complementos EPS Losas Alivianadas**

EJE ENTRE	ESPEORES			PESO	COMPONENTES		VOLUMEN	TIPOS DE VIGUETAS SEGÚN PRODUCCION ESTANDAR							
VIGUETAS (A)	H	E	D	PROPIO	DE LA LOSA		HORMIGON	MOMENTOS ADMISIBLES							
cm	cm	cm	cm	kg/m2	VIGUETAS	EPS	m3/m2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5	Tipo 6	Tipo 7	Tipo 8
					m/m2	Pza./m2		kgm/m	kgm/m	kgm/m	kgm/m	kgm/m	kgm/m	kgm/m	kgm/m
40	10	5	15	176	2,50	2,50	0,057	639	927	1032	1286	1532	1853	1986	2446
50				166	2,00	2,00	0,056	512	743	827	1031	1229	1487	1594	1965
60				158	1,67	1,67	0,055	427	620	690	860	1026	1241	1332	1642
40	12	5	7	196	2,50	2,50	0,065	749	1081	1201	1505	1789	2158	2313	2858
50				181	2,00	2,00	0,062	600	866	962	1206	1435	1731	1855	2295
60				171	1,67	1,67	0,060	500	722	803	1007	1197	1445	1549	1917
40	15	5	20	210	2,50	2,50	0,071	914	1311	155	1835	2175	2617	2802	3478
50				193	2,00	2,00	0,067	732	1050	1165	1470	1743	1949	2247	2790
60				181	1,67	1,67	0,064	610	875	972	1226	1454	1751	1875	2330
40	17	5	22	230	2,50	2,50	0,079	1025	1464	1624	2054	2431	2922	3128	3890
50				208	2,00	2,00	0,073	820	1173	1300	1646	1948	2343	2508	3121
60				194	1,67	1,67	0,069	684	978	1085	1373	1626	1955	2093	2605
40	20	5	25	263	2,50	2,50	0,093	1190	1694	1878	2384	2817	3381	3617	4509
50				235	2,00	2,00	0,084	952	1357	1503	1909	2257	2709	2899	3616
60				217	1,67	1,67	0,079	794	1131	1254	1592	1882	2260	2419	3018

**Fuente: PRETENZA**

Se tiene un momento de diseño de 10.54 kN\*m siendo igual a 1074.41 kg\*m, por lo tanto:

Para ese momento de diseño se dispondrá de viguetas **TIPO 3**, la cual tiene un momento admisible de 1165 kg\*m.

$$M_d \leq M_{adm} \text{ Ok.. cumple!!!}$$

Para esta losa alivianada se utilizará vigueta **TIPO 3** de la línea **PRETENZA**.

**a) Armadura de retracción y temperatura**

Para absorber los esfuerzos generados en el concreto de la carpeta de compresión, por concepto de cambio de temperatura y retracción de fraguado y permitir un control eficiente de la figuración.

La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos 0,0015 en losas donde se empleen barras corrugadas de acero “AH-500”.

$$A_{smin} = W_{min} * b_w * h = 0.75 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{smin} = 0.75 \text{ cm}^2/m$$

Separación entre barras:

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

Número de barras:

$$N^{\circ}barras = \frac{b}{esp}$$

$$N^{\circ}barras = 4$$

Diámetro de acero:

$$A_s = \frac{A_{smin}}{N^{\circ}barras}$$

$$A_s = 0.1875 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4A_s}{\pi}}$$

$$\phi = 0.48\text{cm} \approx 6 \text{ mm}$$

Usar:

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

#### b) Armadura de refuerzo negativo

En momentos negativos, el esfuerzo se distribuirá en zonas de esfuerzos máximos, generalmente se recomienda que la armadura para momento negativo se distribuya totalmente en la losa superior.

Se determinará primero si se necesita armadura a compresión.

$$M_d < 0.251 * b * d^2 * fcd$$

$$M_d < 10.76 \text{ kN} * m$$

Como  $M_d < 0.251 * b * d^2 * f_{cd}$ , no es necesario disponer armadura comprimida y la armadura de tracción se obtendrá de la siguiente manera:

$$0 = 0.85 * f_{cd} * b * y - A_s * f_{yd}$$

$$M_d = 0.85 * b * y * f_{cd} * \left(d - \frac{y}{2}\right)$$

Se determinan las únicas incógnitas  $A_s$  e  $y$ :

$$y = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right] = 7.84 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * b * y * f_{cd}}{f_{yd}} = 2.14 \text{ cm}^2$$

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

Determinación de la armadura mínima: ( $A_{smin}$ ) con  $W_{min} = 0.0015$  de acuerdo al tipo de acero "AH-500".

$$A_{smin} = W_{min} * b_w * h = 0.375 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{smin} \Rightarrow 2.14 > 0.75$$

Se tomará el mayor entre el  $A_s$  y  $A_{smin}$ ;  $A_{sd} = 2.14 \text{ cm}^2$

Se adoptará 2 Ø 12mm + 2 Ø 6mm.

Se tiene un área de  $A = 2.82 \text{ cm}^2$

$$2.82 \text{ cm}^2 > 2.40 \text{ cm}^2$$

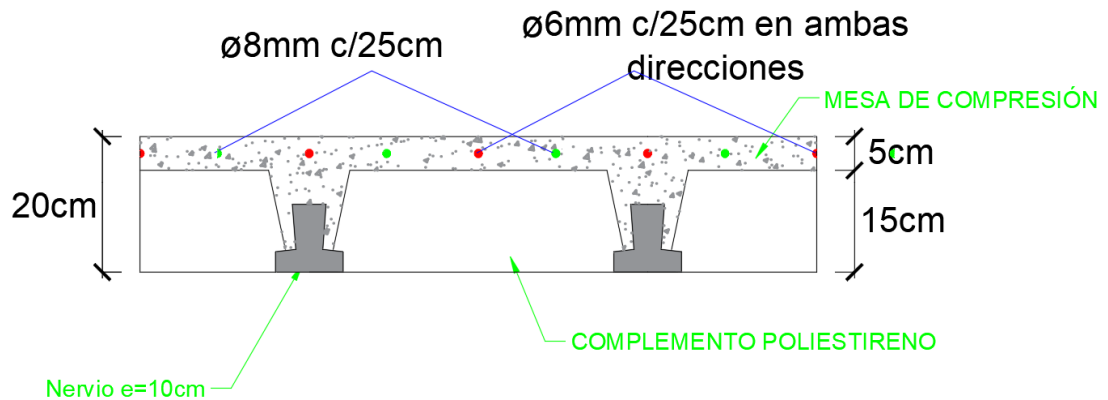
Cálculo de la separación:

$$sep = \frac{b_{losa}}{N^{\circ} \text{ barras}}$$

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

Se usará:

$$\text{Ø 12mm c/25 cm + Ø 6mm c/25 cm}$$



**Figura 3.14:** Detalle de armado de losa alivianada

*Fuente:* Elaboración propia AutoCAD 2016

### 3.8.2.3. Diseño a Flexión

#### 3.8.2.3.1. Viga (Flexión Simple)

Para el diseño de las vigas se obtuvo la viga más esforzada proporcionada por la idealización en el programa ETABS2016 v16.0.2, dicha viga se encuentra en el Primer Piso entre las C55-C56.

#### Datos geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales:

Base de la viga:	$b_w = 20 \text{ cm}$
Altura de la viga:	$h = 55 \text{ cm}$
Recubrimiento:	$r = 3.5 \text{ cm}$
Canto útil:	$d = 51.5 \text{ cm}$
Momento Flector Positivo:	$M_{\max} = 173.72 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento Flector Negativo:	$M_{\max} = 145.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Fuerza cortante de cálculo máxima:	$V_{\max} = 216.36 \text{ kN}$
Momento Torsor máxima:	$T_{\max} = 8.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Flecha máxima:	$f_{\max} = 0.831 \text{ cm}$
Resistencia de cálculo del hormigón:	$f_{cd} = 1.40 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia de cálculo del acero:	$f_{yd} = 43.48 \text{ kN/cm}^2$

Distancia donde se verifica el esfuerzo cortante:  $S = 100 \text{ cm}$

Longitud de cálculo de la viga:  $L_{cv}=640\text{cm}$

**a) Verificación de la flecha máxima**

$$f_{max} = 0.831 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{L}{500} = \frac{640}{500} = 1.28 \text{ cm}$$

$$f_{max} < f_{adm} \Rightarrow 0.831 \text{ cm} < 1.22 \text{ m} \quad \text{ok!}$$

Se determinará primero si se necesita armadura a compresión.

$$M_d < 0.251 * b * d^2 * f_{cd}$$

$$M_d < 186.40 \text{ kN} * \text{m}$$

Como  $M_d < 0.251 * b * d^2 * f_{cd}$ , no es necesario disponer armadura comprimida y la armadura de tracción se obtendrá de la siguiente manera, tanto para la armadura positiva como negativa:

**a) Armadura negativo**

Profundidad del bloque comprimido:

$$y = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right] = 16.49 \text{ cm}$$

Armadura de refuerzo:

$$A_s = \frac{0.85 * b * y * f_{cd}}{f_{yd}} = 9.03 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima

$$W_{min} = 0.0028$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = W_{min} * b_w * h = 3.08 \text{ cm}^2$$

Verificación de la armadura

$$A_s > A_{smin} \Rightarrow 9.03 > 3.08$$

Armadura necesaria

$$A_s = 9.03$$

Se adoptará 2Ø16mm + 2Ø20mm donde se tiene:

$$2\text{Ø}16\text{mm} + 2\text{Ø}20\text{mm} = 2 * 2.01 + 2*3.14 = 10.30 \text{ cm}^2$$

$$10.30 \text{ cm}^2 > 9.03 \text{ cm}^2$$

Usar

**2Ø16mm+2Ø20mm.**

**b) Armadura positiva**

El procedimiento de cálculo es el mismo que para armaduras positivas con la diferencia de que los momentos son diferentes, porque se recomienda la continuidad de la armadura mínima y si es necesario aumentar de refuerzo a dicha partes de la viga.

**c) Armadura a Corte**

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 5,92 \text{ Kg/cm}^2 = 0.059 \text{ kN/cm}^2$$

Contribución del hormigón a la Resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 60.94 \text{ kN}$$

**Vd ≤ Vcu No Cumple**

**Pues**

**Vd > Vcu**

$$216.36 \text{ kN} > 60.94 \text{ kN}$$

Se Necesita armadura transversal en este sector.

Cortante último por agotamiento, por compresión oblicua del hormigón:

$$V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * b_w * d = 432.6 \text{ kN}$$

**Vcu < Vd < Vou**

$$432.6 \text{ kN} < 216.36 \text{ kN} < 60.94\text{kN} \quad \text{Ok..}$$

Contribución de la armadura transversal del alma, a la Resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 155.42 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0.90 * d * f_{yd}} = 7.71 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima:

$$A_{stmin} = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{stmin} = 1.33 \text{ cm}^2$$

Tomamos el mayor  $A_{st} = 7.71 \text{ cm}^2$

Separación teórica

Se tomará estribos de  $\emptyset$  de 8 mm

$$A_s = 0.503 \text{ cm}^2$$

Para dos ramales = 1.006  $\text{cm}^2$

$$S = \frac{0.90 * A_{st} * f_{yd} * d}{V_s}$$

$$S = 13.06 \text{ cm} \approx 12.5 \text{ cm}$$

La CBH-87 establece rangos de separaciones máximas permisibles:

$$\text{Como: } \begin{cases} St \leq 30 \text{ cm} \\ St \leq 0.85d \\ St \leq 3b \end{cases} = \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 43.78 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Se utilizará un espaciamiento de 12.5 cm

**E  $\emptyset$ 8mm c/12.5cm**

#### d) Verificación a Torsión

La condición de agotamiento, por compresión, del hormigón de las piezas de sección convexa, maciza o hueca, viene dada por:

$$Tu1 = 0.36 * f_{cd} * Ae * he$$

$$Tu1 = 8.66 \text{ kN} - m$$

La condición de agotamiento por tracción de la armadura transversal es:

$$Tu2 = \frac{2 * Ae * At}{t} * f_{td}$$

$$Tu2 = 53.67 \text{ kN} - m$$



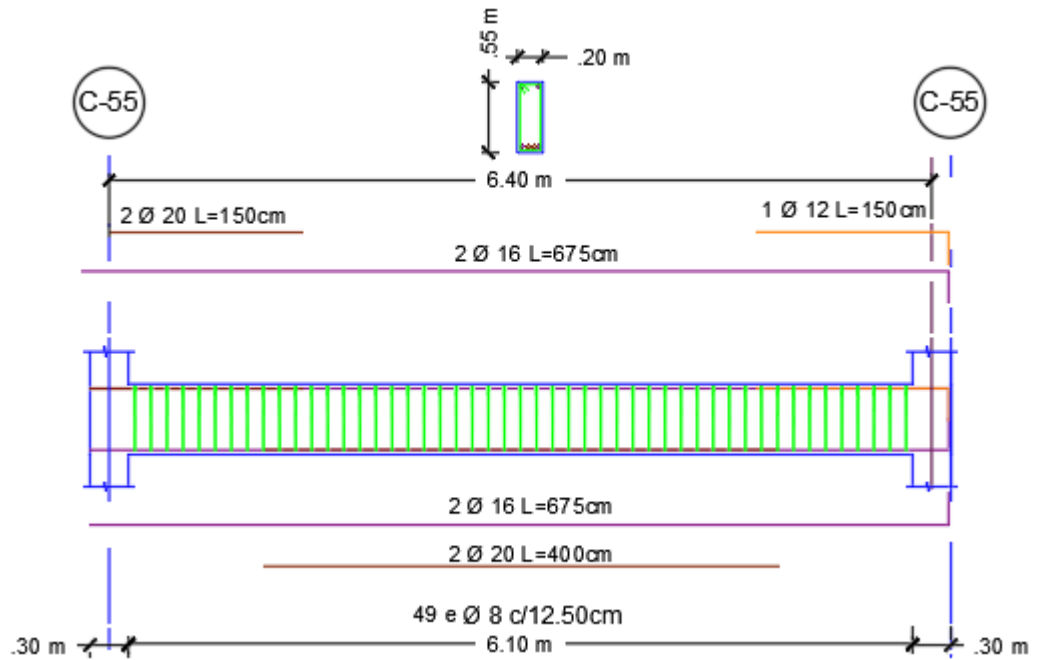
La condición de agotamiento por tracción de la armadura longitudinal es:

$$Tu3 = \frac{2 * Ae}{U} * f_{yd} * A_{s1}$$

$$Tu3 = 107.18 \text{ kN} - m$$

En cada uno de las verificaciones que se realizó se observa que el momento torsor de diseño es menor al nominal

$$Td < Tui \dots ok!!!$$



**Figura 3.15:** Detalle de armado de viga

*Fuente:* Elaboración propia Autocad2016

### 3.8.2.3.2. Viga Inclinada

Datos geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales:

Base de la viga:	$b_w = 20 \text{ cm}$
Altura de la viga:	$h = 55 \text{ cm}$
Recubrimiento:	$r = 3.5 \text{ cm}$
Canto útil:	$d = 51.5 \text{ cm}$

Momento Flector Positivo:	$M_{\max} = 125.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento Flector Negativo:	$M_{\max} = -141.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Fuerza cortante de cálculo máxima:	$V_{\max} = 194.87 \text{ kN}$
Flecha máxima:	$f_{\max} = 0.489 \text{ cm}$
Resistencia de cálculo del hormigón:	$f_{cd} = 1.40 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia de cálculo del acero:	$f_{yd} = 43.48 \text{ kN/cm}^2$
Distancia donde se verifica el esfuerzo cortante:	$S = 100 \text{ cm}$
Longitud de cálculo de la viga:	$L_{cv} = 575 \text{ cm}$

**a) Verificación de la flecha máxima**

$$f_{\max} = 0.489 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{L}{500} = \frac{575}{500} = 1.15 \text{ cm}$$

$$f_{\max} < f_{adm} \Rightarrow 0.489 \text{ cm} < 1.15 \text{ m} \quad \text{ok!}$$

Se determinará primero si se necesita armadura a compresión.

$$M_d < 0.251 * b * d^2 * f_{cd}$$

$$M_d < 186.40 \text{ kN} * \text{m}$$

Como  $M_d < 0.251 * b * d^2 * f_{cd}$ , no es necesario disponer armadura comprimida y la armadura de tracción se obtendrá de la siguiente manera, tanto para la armadura positiva como negativa:

**b) Armadura negativo**

Profundidad del bloque comprimido:

$$y = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right] = 13.21 \text{ cm}$$

Armadura de refuerzo:

$$A_s = \frac{0.85 * b * y * f_{cd}}{f_{yd}} = 7.23 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima

$$W_{min} = 0.0028$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = W_{min} * b_w * h = 3.08 \text{ cm}^2$$

Verificación de la armadura

$$A_s > A_{smin} \Rightarrow 7.23 > 3.08$$

Armadura necesaria

$$A_s = 7.23 \text{ cm}^2$$

Se adoptará 4Ø16mm donde se tiene:

$$4\text{Ø}16\text{mm} = 4 * 2.01 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$8.04 \text{ cm}^2 > 7.23 \text{ cm}^2$$

Usar

**4Ø16mm.**

### c) Armadura positiva

El procedimiento de cálculo es el mismo que para armaduras positivas con la diferencia de que los momentos son diferentes, porque se recomienda la continuidad de la armadura mínima y si es necesario aumentar de refuerzo a dicha partes de la viga.

### d) Armadura a Corte

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 5,92 \text{ Kg/cm}^2 = 0.059 \text{ kN/cm}^2$$

Contribución del hormigón a la Resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 60.94 \text{ kN}$$

**Vd ≤ Vcu No Cumple**

**Pues**

**Vd > Vcu**

$$216.36 \text{ kN} > 60.94 \text{ kN}$$

Se Necesita armadura transversal en este sector.

Cortante último por agotamiento, por compresión oblicua del hormigón:

$$V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * b_w * d = 432.6 \text{ kN}$$

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

$$432.6 \text{ kN} < 194.87 \text{ kN} < 60.94 \text{ kN} \quad \text{Ok..}$$

Contribución de la armadura transversal del alma, a la Resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 133.93 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0.90 * d * f_{yd}} = 6.65 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima:

$$A_{stmin} = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{stmin} = 1.33 \text{ cm}^2$$

Tomamos el mayor  $A_{st} = 6.65 \text{ cm}^2$

Separación teórica

Se tomará estribos de  $\emptyset$  de 8 mm

$$A_s = 0.503 \text{ cm}^2$$

Para dos ramales =  $1.006 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{0.90 * A_{st} * f_{yd} * d}{V_s}$$

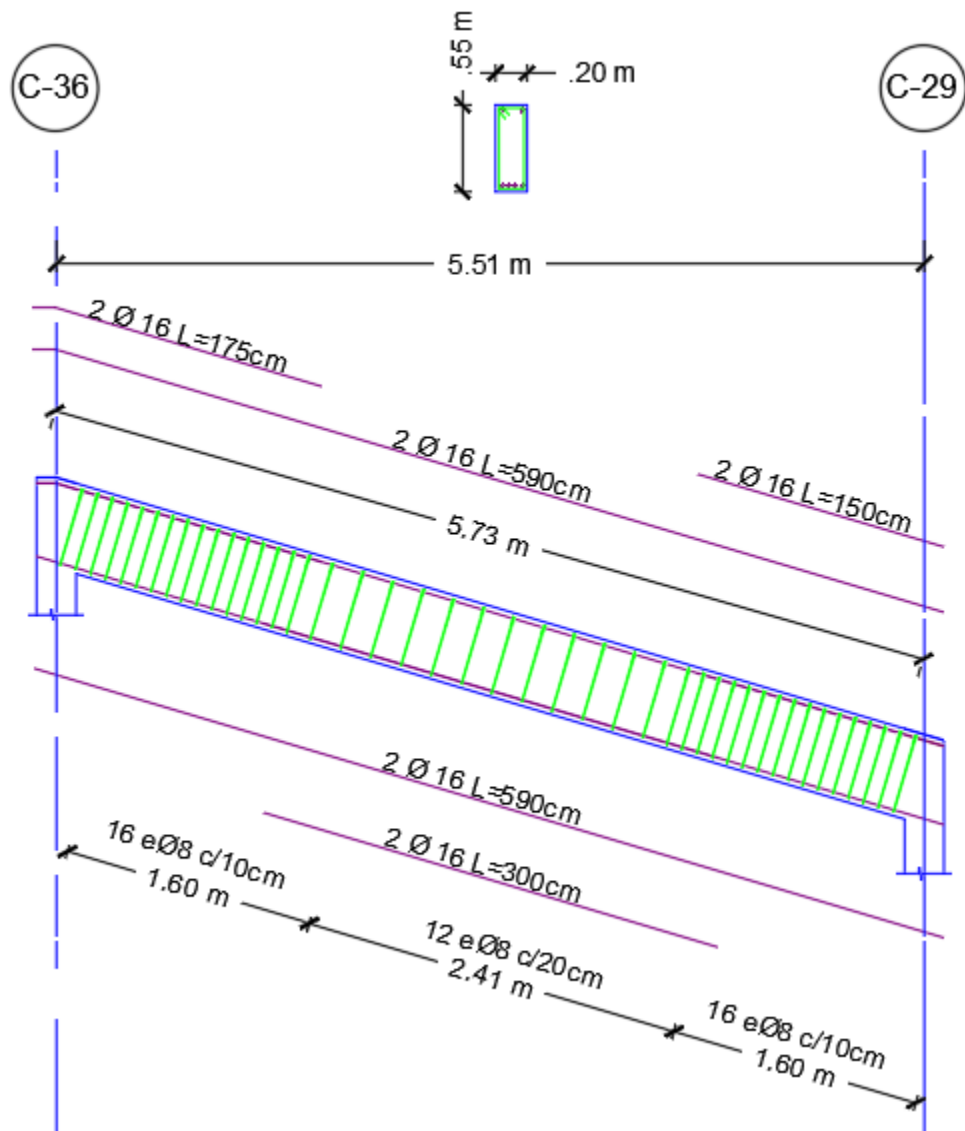
$$S = 14.54 \text{ cm} \approx 10.0 \text{ cm}$$

La CBH-87 establece rangos de separaciones máximas permisibles:

$$\text{Como: } \begin{cases} St \leq 30 \text{ cm} \\ St \leq 0.85d \\ St \leq 3b \end{cases} = \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 43.78 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Se utilizará un espaciamiento de 10.0cm

**E  $\emptyset$ 8mm c/10.0cm**



**Figura 3.16:** Detalle de armado de viga inclinada

**Fuente:** Elaboración propia AutoCAD 2016

### 3.8.2.3.3. Viga Curva (Gradería)

Datos geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales:

Base de la viga:	$b_w = 100 \text{ cm}$
Altura de la viga:	$h = 15 \text{ cm}$
Recubrimiento:	$r = 3.5 \text{ cm}$

Canto útil:	$d = 11.5 \text{ cm}$
Momento Flector Positivo:	$M_{\max} = 29.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento Flector Negativo:	$M_{\max} = -35.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Fuerza cortante de cálculo máxima:	$V_{\max} = 49.19 \text{ kN}$
Momento Torsor máxima:	$T_{\max} = 7.64 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Flecha máxima:	$f_{\max} = 0.55 \text{ cm}$
Resistencia de cálculo del hormigón:	$f_{cd} = 1.40 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia de cálculo del acero:	$f_{yd} = 43.48 \text{ kN/cm}^2$
Distancia donde se verifica el esfuerzo cortante:	$S = 100 \text{ cm}$
Longitud de cálculo de la viga:	$L_{cv} = 360 \text{ cm}$

**e) Verificación de la flecha máxima**

$$f_{\max} = 0.55 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

$$f_{\max} < f_{adm} \Rightarrow 0.55 \text{ cm} < 0.72 \text{ cm} \quad \text{ok!}$$

Se determinará primero si se necesita armadura a compresión.

$$M_d < 0.251 * b * d^2 * f_{cd}$$

$$M_d < 46.47 \text{ kN} * \text{m}$$

Como  $M_d < 0.251 * b * d^2 * f_{cd}$ , no es necesario disponer armadura comprimida y la armadura de tracción se obtendrá de la siguiente manera, tanto para la armadura positiva como negativa:

**a) Armadura negativo**

Profundidad del bloque comprimido:

$$y = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right] = 2.97 \text{ cm}$$

Armadura de refuerzo:

$$A_s = \frac{0.85 * b * y * f_{cd}}{f_{yd}} = 8.14 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima

$$W_{min} = 0.0028$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = W_{min} * b_w * h = 4.20 \text{ cm}^2$$

Verificación de la armadura

$$A_s > A_{smin} \Rightarrow 8.14 > 4.20$$

Armadura necesaria

$$A_s = 8.14 \text{ cm}^2$$

Se adoptará 4Ø12mm + 2Ø16mm donde se tiene:

$$4\text{Ø}16\text{mm} + 2\text{Ø}16\text{mm} = 4 * 1.13 + 2 * 2.01 = 8.54 \text{ cm}^2$$

$$8.54 \text{ cm}^2 > 8.14 \text{ cm}^2$$

Usar

**4Ø12mm+2Ø16mm.**

### b) Armadura positiva

El procedimiento de cálculo es el mismo que para armaduras positivas con la diferencia de que los momentos son diferentes, porque se recomienda la continuidad de la armadura mínima y si es necesario aumentar de refuerzo a dicha partes de la viga.

### c) Armadura a Corte

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 5,92 \text{ Kg/cm}^2 = 0.059 \text{ kN/cm}^2$$

Contribución del hormigón a la Resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 68.04 \text{ kN}$$

**Vd > Vcu Ok Cumple**

Cálculo de la armadura mínima:

$$A_{stmin} = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{stmin} = 6.44 \text{ cm}^2$$

Separación teórica

Se tomará estribos de Ø de 8 mm

$$A_s = 0.503 \text{ cm}^2$$

Para dos ramales = 1.006 cm<sup>2</sup>

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_{st}}{A_{\text{Ø}8 \text{ mm}}} = \frac{6.44}{1.006} = 6.40 \cong 7 \text{ barras}$$

$$S = \frac{100}{N^\circ \text{ de barras} + 1}$$

$$S = 12.50 \text{ cm} \approx 10.0 \text{ cm}$$

La CBH-87 establece rangos de separaciones máximas permisibles:

$$\text{Como: } \begin{cases} St \leq 30 \text{ cm} \\ St \leq 0.85d \\ St \leq 3b \end{cases} = \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 10.2 \text{ cm} \\ 300 \text{ cm} \end{cases}$$

Se utilizará un espaciamiento de 10.0cm

**E Ø8mm c/10.0cm**

#### **d) Verificación a Torsión**

La condición de agotamiento, por compresión, del hormigón de las piezas de sección convexa, maciza o hueca, viene dada por:

$$Tu1 = 0.36 * f_{cd} * Ae * he$$

$$Tu1 = 86.24 \text{ kN} - \text{m}$$

La condición de agotamiento por tracción de la armadura transversal es:

$$Tu2 = \frac{2 * Ae * At}{t} * f_{td}$$

$$Tu2 = 37.32 \text{ kN} - \text{m}$$



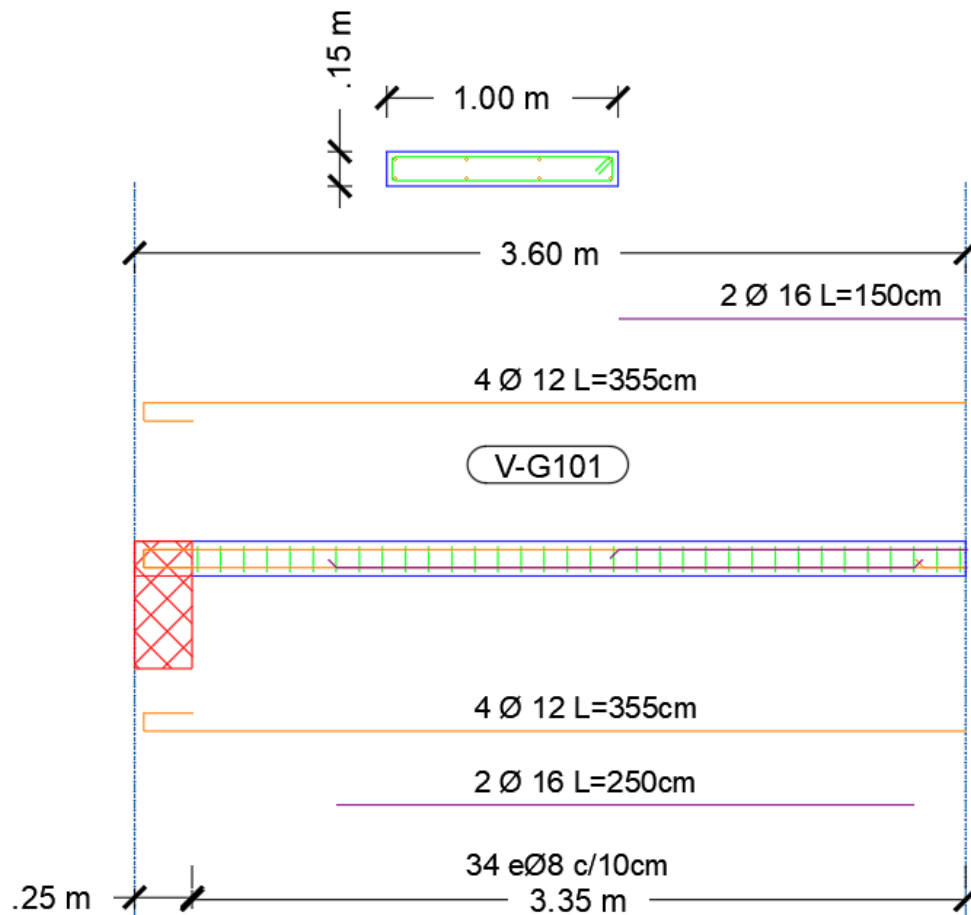
La condición de agotamiento por tracción de la armadura longitudinal es:

$$Tu3 = \frac{2 * Ae}{U} * f_{yd} * A_{s1}$$

$$Tu3 = 81.88 \text{ kN} - m$$

En cada uno de las verificaciones que se realizó se observa que el momento torsor de diseño es menor al nominal

$$Td < Tui \dots ok!!!$$



**Figura 3.17: Figura 2: Detalle de armado de gradería**

**Fuente: Elaboración propia AutoCAD 2016**

### 3.8.2.4. Diseño de Columnas

Diseño de la Columna C55 del nivel +3.50 a +7.00

Esfuerzo Normal de Diseño:	$N_d=391.53 \text{ kN}$
Momento de diseño dirección X:	$M_x=60.14 \text{ kN-m}$
Momento de diseño dirección Y:	$M_y=36.41 \text{ kN-m}$
Resistencia de característica del hormigón:	$f_{ck} = 2.10 \text{ kK} / \text{cm}^2$
Resistencia de característica del acero:	$f_{yk} = 50.0 \text{ kN} / \text{cm}^2$
Longitud de la Columna analizada:	$L=3.50\text{m}$
Altura de la columna:	$h=25\text{cm}$
Base de la columna:	$b=25\text{cm}$
Inercia de la columna:	$I_{c_{xx}}= I_{c_{yy}}=67500 \text{ cm}^4$
Atura viga en dirección X sup (V-532):	$h_{\text{sup}}=45\text{cm}$
Base viga en dirección X sup(V-532):	$b_{\text{sup}}=20\text{cm}$
Longitud de la viga en dirección X sup(V-532):	$L=410\text{cm}$
Atura viga en dirección X sup(V-533):	$h_{\text{sup}}=45\text{cm}$
Base viga en dirección X sup(V-533):	$b_{\text{sup}}=20\text{cm}$
Longitud de la viga en dirección X sup(V-533):	$L=640\text{cm}$
Atura viga en dirección Y sup(V-556):	$h_{\text{sup}}=45\text{cm}$
Base viga en dirección Y sup(V-556):	$b_{\text{sup}}=20\text{cm}$
Longitud de la viga en dirección Y sup(V-556):	$L=610\text{cm}$
Atura viga en dirección Y sup(V-557):	$h_{\text{sup}}=45\text{cm}$
Base viga en dirección Y supV-557):	$b_{\text{sup}}=20\text{cm}$
Longitud de la viga en dirección Y sup(V-557):	$L=580\text{cm}$
Atura viga en dirección X inf (V-308):	$h_{\text{inf}}=45\text{cm}$
Base viga en dirección X inf(V-308):	$b_{\text{inf}}=20\text{cm}$
Longitud de la viga en dirección X inf(V-308):	$L=410\text{cm}$

Atura viga en dirección X inf(V-309):	$h_{inf}=45\text{cm}$
Base viga en dirección X inf(V-309):	$b_{inf}=20\text{cm}$
Longitud de la viga en dirección X inf(V-309):	$L=640\text{cm}$
Atura viga en dirección Y inf (V-348):	$h_{inf}=45\text{cm}$
Base viga en dirección Y inf (V-348):	$b_{inf}=20\text{cm}$
Longitud de la viga en dirección Y inf (V-348):	$L=610\text{cm}$
Atura viga en dirección Y inf (V-349):	$h_{inf}=45\text{cm}$
Base viga en dirección Y inf V-349):	$b_{inf}=20\text{cm}$
Longitud de la viga en dirección Y inf (V-349):	$L=580\text{cm}$

### Determinación de coeficiente de pandeo

#### Eje x

$$\psi_{AX} = 0.32$$

$$\psi_{BX} = 0.35$$

#### Eje y

$$\psi_{AY} = 0.38$$

$$\psi_{BY} = 0.41$$

Ingresando al Monograma para pórticos de intraslacionales gracias a recomendación y debido que las deformaciones son despreciables, obtenemos los coeficientes de pandeo. (Ver Anexó C):

$$\alpha_x=0.65$$

$$\alpha_y=0.66$$

### Cálculo de la longitud de pandeo

$$l_{ox} = \alpha_x * L = 232.86\text{cm};$$

$$l_{oy} = \alpha_y * L = 226.35\text{cm}$$

### Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:

$$\lambda_x = \frac{I_o}{i} = \frac{k * L}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{1.2 * 100}{\sqrt{\frac{67.500}{900}}} = 26.13$$

$$\lambda_y = \frac{I_o}{i} = \frac{k * L}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}} = \frac{1.3 * 100}{\sqrt{\frac{67.500}{900}}} = 26.89$$

**Determinación de la esbeltez geométrica de la columna:**

$$\lambda_{mx} = \frac{I_o}{ih} = 7.55$$

$$\lambda_{my} = \frac{I_o}{ih} = 7.76$$

**Límites de Esbeltez**

$\lambda < 35$  ( $\lambda_g < 10$ ) pieza considerada corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesarios ninguna comprobación de pandeo.

Como se logra ver tanto la esbeltez mecánica como geométrica se encuentra dentro del rango de una Columna corta, por lo que no se hará una verificación a pandeo, pero sin embargo dicho elemento se encuentra sometido a grandes momentos tanto en el sentido x e y, dicho eso se ara la diseño como flexión esviada.

**Capacidad mecánica del hormigón:**

$$U_c = f_{cd} * h_x * h_y = 1.4 * 30 * 30 = 1,260.0 \text{ kN}$$

**Esfuerzos reducidos:**

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{391.53}{1260} = 0.31$$

$$\mu_x = \frac{M_{dx}}{U_c * h_x} = 0.159$$

$$\mu_y = \frac{M_{dy}}{U_c * h_y} = 0.096$$

**Por lo tanto:**

$$\mu_1 = 0.159$$

$$\mu_2 = 0.096$$

**Entrando en el aboco correspondiente a ocho armaduras (Anexo C Figura C.4), se obtiene:**

$$\text{para } v=0.2 \quad w=0.38$$

$$\text{para } v=0.4 \quad w=0.34$$

Luego, interpolando, para  $v=0.31$  resulta necesaria una cuantía  $w=0.358$

**Armadura de refuerzo:**

$$A_s = w * \frac{U_c}{f_{yd}} = 10.19 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima (Asmin):**

$$A_{smin} = 0.005 * b * h = 0.005 * 30 * 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{smin} \Rightarrow 10.19 > 4.50$$

Se toma la mayor cuantía que es  $A_s = 10.19 \text{ cm}^2$

Para 8Ø16mm se tiene:

$$8 \text{ Ø } 16\text{mm} = 2 * 2.01 \text{ cm}^2 = 16.08 \text{ cm}^2$$

$$16.08 \text{ cm}^2 > 10.19 \text{ cm}^2$$

**Se utilizará 8Ø16mm**

**Cálculo de la armadura transversal de la columna**

El cortante mayorado (cortante de cálculo) es:

$$V_d = 36.58 \text{ kN}$$

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 5.92 \text{ Kg/cm}^2 = 0.059 \text{ kN/cm}^2$$

Contribución del hormigón a la Resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 0.059 * 30 * 25.0 = 44.25 \text{ kN}$$

**Vd < Vcu Cumple**

Cálculo de la armadura mínima:

$$A_{stmin} = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 * 30 * 100 * \frac{1.4}{42.0}$$

$$A_{stmin} = 2.0 \text{ cm}^2$$

Tomamos el mayor  $A_{st} = 2.0 \text{ cm}^2$

La armadura transversal para una pierna será:  $1.0 \text{ cm}^2 / \text{m}$

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

Se tiene un área de  $A = 0.28 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{Ast_{1\text{pierna}}}{A\emptyset 8 \text{ mm}} = \frac{1.0}{0.28} = 3.57 \cong 4 \text{ barras}$$

$$Ast = N^{\circ} \text{ barras} * A\emptyset 8 \text{ mm} = 2 * 0.28 * 4 = 2.24 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

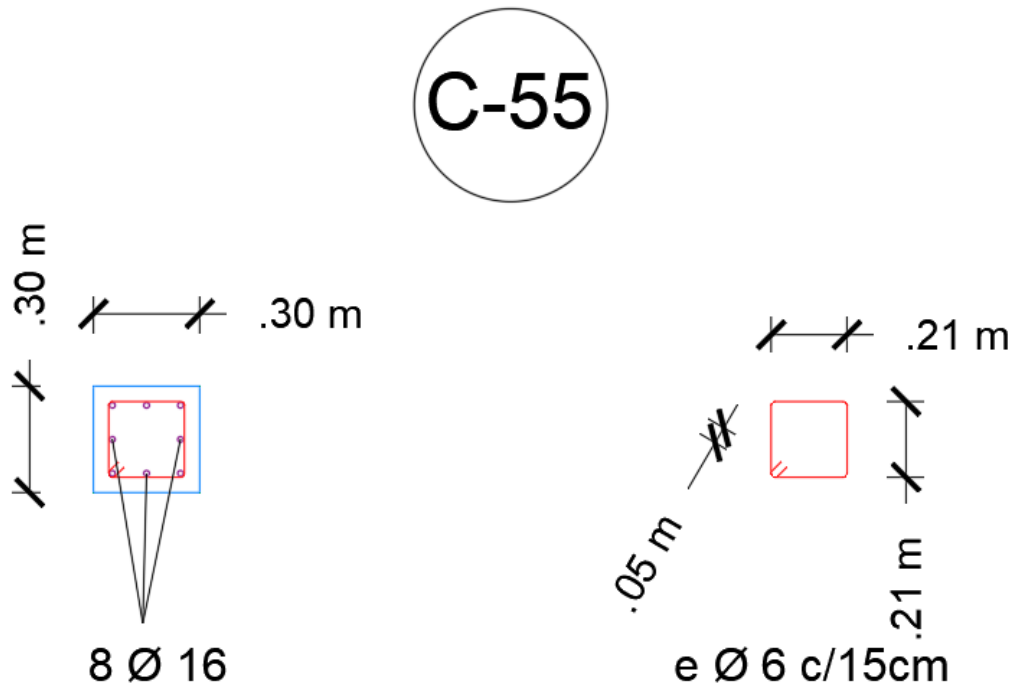
$$2.24 \text{ cm}^2 > 2.0 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria de barras, obtenemos  $100/4 = 25 \text{ cm}$

$$\text{Como: } \begin{cases} St \leq bc \\ St \leq 15\emptyset \end{cases} = \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \end{cases}$$

Se utilizará un espaciamiento de 15cm

$\emptyset 6 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$



*Figura 3.18: Detalle de armado de columna*

*Fuente: Elaboración propia AutoCAD 2016*

### 3.8.2.5. Diseño de Escaleras

Las escaleras son elementos importantes en una edificación y necesitan ser analizados con detenimiento no solamente como estructura aislada en sí, sino también como también parte de un todo, por ello se requiere tomar en cuenta los criterios adecuados para que las escaleras se encuentren lo suficientemente

aislados o ubicadas de modo que se pueda hacer un análisis con consideraciones lo más aproximado a la realidad.

### **Tramo 1**

#### **Datos**

##### **Cargas estimadas**

Carga muerta rampa 1	8.803 kN/m <sup>2</sup>
Carga muerta descanso 1	6.693 kN/m <sup>2</sup>
Sobre carga de servicio	4.0 kN/m <sup>2</sup>
Ámbito rampa 1	1.0 m
Ámbito descanso 1	1.0 m
Longitud tramo L1	3.47 m
Longitud tramo L2	1.0 m

##### **Distribución de cargas**

Carga muerta rampa 1	8.803 kN/m
Carga muerta descanso 1	6.693 kN/m
Sobre carga de servicio rampa 1	4.0 kN/m
Sobre carga de servicio descanso 1	4.0 kN/m

### **Tramo 2**

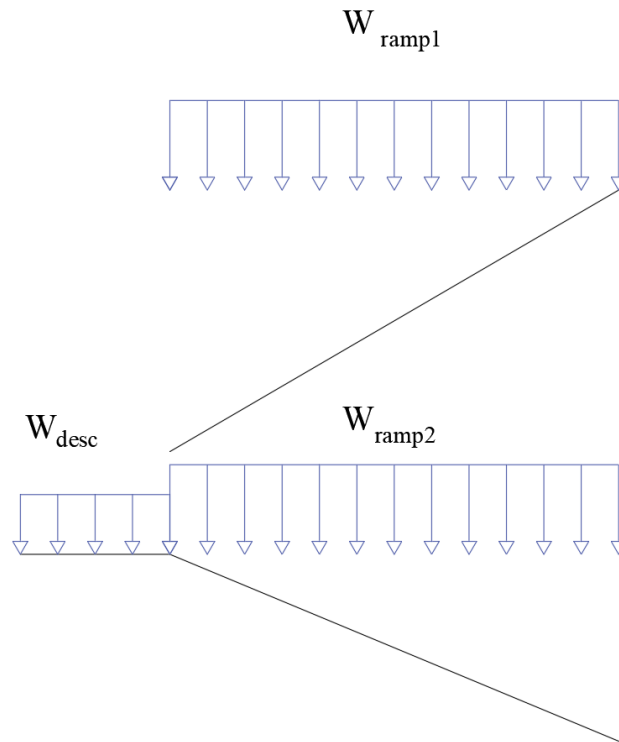
#### **Datos**

##### **Cargas estimadas**

Carga muerta rampa 2	8.803 kN/m <sup>2</sup>
Carga muerta descanso 2	6.693 kN/m <sup>2</sup>
Sobre carga de servicio	4.0 kN/m <sup>2</sup>
Ámbito rampa 2	1.0 m
Ámbito descanso 2	1.0 m
Longitud tramo L3	1.0 m

### Distribución de cargas

Carga muerta rampa 2	8.803 kN/m
Sobre carga de servicio rampa	4.0 kN/m



### Cargas factorizadas sobre la rampa 1

$$W_{\text{rampa}} = 1.6W_d + 1.6W_v$$

$$W_{\text{rampa}} = 1.6 * 8.803 + 1.6 * (4.0 * \cos(30.26))$$

$$W_{\text{rampa}} = 19.61 \text{ kN/m}$$

### Cargas factorizadas sobre el descanso 1

$$W_{\text{descaso}} = 1.6W_d + 1.6W_v$$

$$W_{\text{descaso}} = 1.6 * 6.693 + 1.6 * 4.0$$

$$W_{\text{descaso}} = 17.11 \text{ kN/m}$$

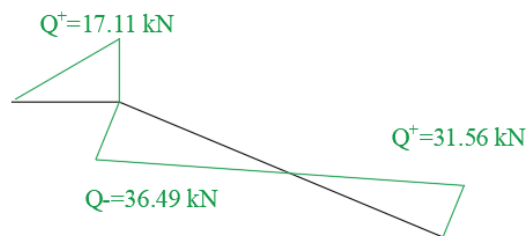
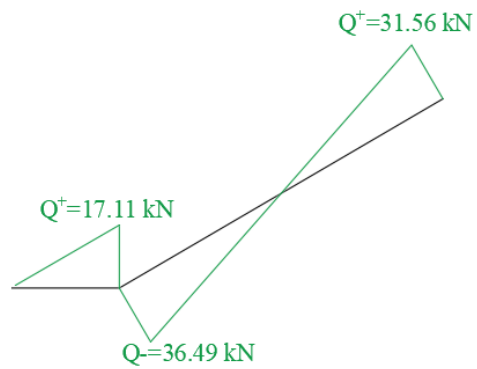
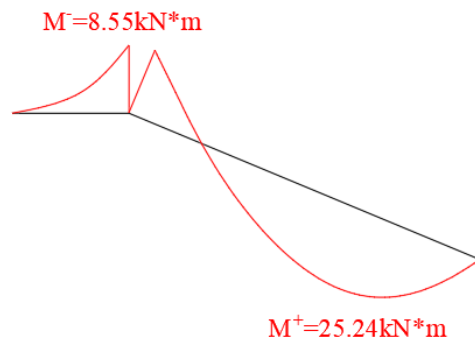
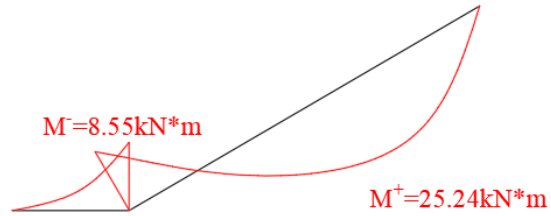


## Cargas factorizadas sobre la rampa 2

$$W_{\text{rampa}} = 1.6W_d + 1.6W_v$$

$$W_{\text{rampa}} = 1.6 * 8.803 + 1.6 * (4.0 * \cos(30.26))$$

$$W_{\text{rampa}} = 19.61 \text{ kN/m}$$



Resumen de fuerzas internas escaleras

Resumen de momentos			Resumen de Cortantes		
$M_1 (+)$	25.24	kN-m	$V_1$	31.56	kN
$M_2 (-)$	8.55	kN-m	$V_2$	36.49	Kg

**PARA LA RAMPA 1**

**a) Cálculo de la armadura longitudinal**

Evaluamos los momentos por tramo y en el primer tramo observamos que se presentan los mayores momentos, con estos momentos diseñamos las escaleras, ya que estos momentos abarcan los momentos del otro tramo.

- espesor losa rampa 1  $e_1 = 0.20$  m
- espesor losa descanso 1  $e_2 = 0.20$  m
- recubrimiento  $r = 3.50$  cm
- Canto útil:  $d = 11.5$  cm
- Momento Flector Positivo:  $M_{\max} = 25.24$  kN\*m
- Momento Flector Negativo:  $M_{\max} = -8.55$  kN\*m
- Fuerza cortante de cálculo máxima:  $V_{\max} = 36.49$  kN
- Resistencia de cálculo del hormigón:  $f_{cd} = 1.40$  kN/cm<sup>2</sup>
- Resistencia de cálculo del acero:  $f_{yd} = 43.48$  kN/cm<sup>2</sup>

• **Armadura Positiva**

Profundidad del bloque comprimido:

$$y = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right] = 1.34 \text{ cm}$$

Armadura de refuerzo:

$$A_s = \frac{0.85 * b * y * f_{cd}}{f_{yd}} = 3.67 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima

$$W_{min} = 0.0015$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = W_{min} * b_w * h = 3.0 \text{ cm}^2$$

Verificación de la armadura

$$A_s > A_{smin} \Rightarrow 8.14 > 4.20$$

Armadura necesaria

$$A_s = 3.67 \text{ cm}^2$$

Se adoptará 6Ø10mm:

$$6\text{Ø}10\text{mm} = 6 * 0.79 = 4.74 \text{ cm}^2$$

$$4.74 \text{ cm}^2 > 3.67 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación:

$$sep = \frac{b_{losa}}{N^\circ \text{ barras}}$$

$$sep = 16.67 \text{ cm}$$

Se usará:

**Ø 10mm c/15 cm**

- **Armadura Negativa**

El procedimiento de cálculo es el mismo que para armaduras positivas.

Se usará:

**Ø 8mm c/15 cm**

- **Armadura a Temperatura o Retracción**

Para absorber los esfuerzos generados en el concreto de la carpeta de compresión, por concepto de cambio de temperatura y retracción de fraguado y permitir un control eficiente de la figuración.

La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos 0,0015 en losas donde se empleen barras corrugadas de acero “AH-500”.

$$A_{smin} = W_{min} * b_w * h = 3.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 3.0 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras:

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

Número de barras:

$$N^{\circ}\text{barras} = \frac{b}{\text{esp}} + 1$$

$$N^{\circ}\text{barras} = 6$$

Diámetro de acero:

$$A_s = \frac{A_{smin}}{N^{\circ}\text{barras}}$$

$$A_s = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4A_s}{\pi}}$$

$$\phi = 0.797 \text{ cm} \approx 8 \text{ mm}$$

Usar:

$$\phi \text{ 8mm c/20 cm}$$

- **Verificación a cortante**

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 5,92 \text{ Kg/cm}^2 = 0.059 \text{ kN/cm}^2$$

Contribución del hormigón a la Resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 67.84 \text{ kN}$$

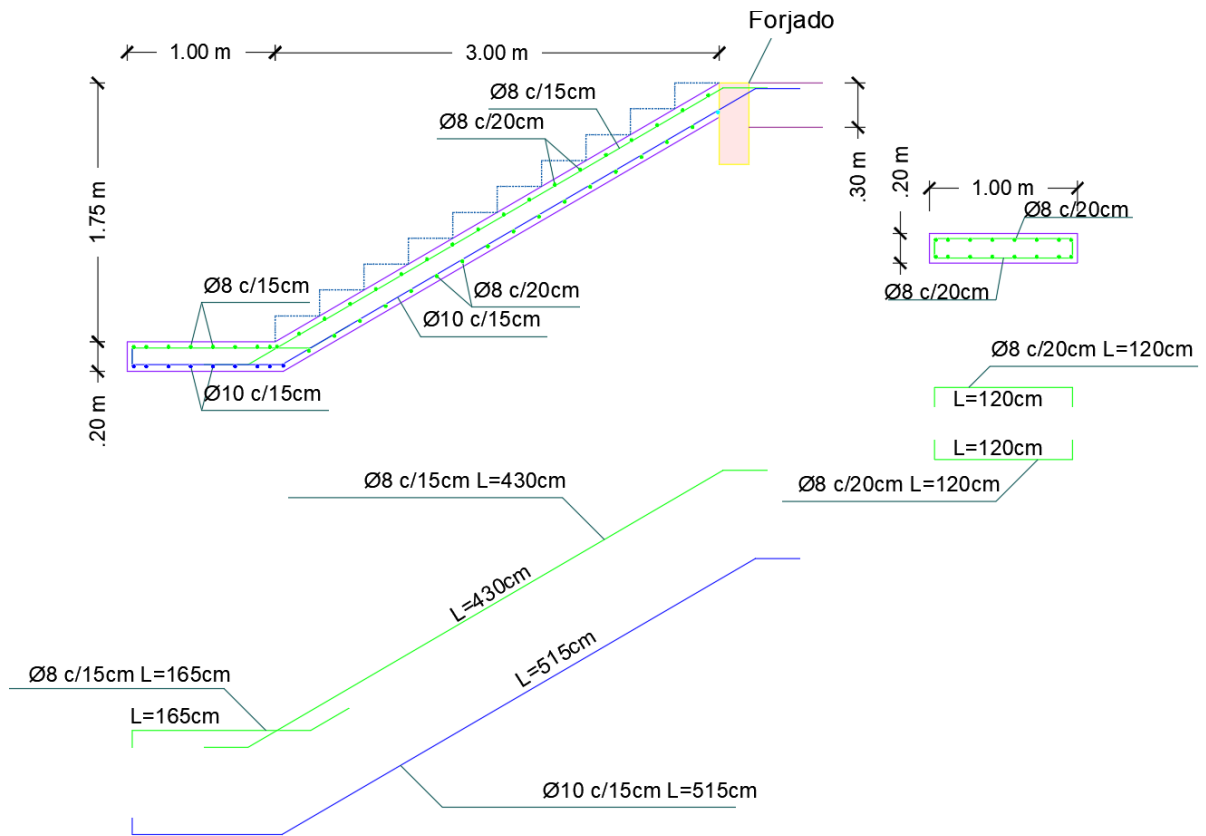
$$V_d < V_{cu} \text{ Ok Cumple}$$

$$V_{max} < V_{cu}$$

$$36.46 \text{ kN} < 67.84 \text{ kN} \text{ El espesor es el adecuado}$$

## PARA LA RAMPA 2

Para la rampa 2 será hará el diseño de la misma manera que la rampa 1 y siendo de misma forma geométrica y con cargas simétricas y con los efectos de diseño dichas armaduras serán las mismas.



**Figura 3.19:** Detalle de armado de escalera

**Fuente:** Elaboración propia AutoCAD 2016

### 3.8.3. FUNDACIÓN

Se realiza la verificación de la zapata de medianería de la columna C<sub>49</sub> y de la zapata aislada de la columna C<sub>50</sub> von viga centradora de H°A°, con las características que se indican a continuación:

Datos de la zapata Medianera de la C<sub>49</sub>:      Datos de la zapata aislada de la C<sub>50</sub>:

$N_{s1} = 270.27 \text{ kN}$

$N_{s2} = 337.79 \text{ kN}$

$N_1 = 432.432 \text{ kN}$

$N_2 = 540.474 \text{ kN}$

$M_{x1} = 0.016 \text{ kN-m}$

$M_{x2} = 1.296 \text{ kN-m}$

$M_{y1} = -0.288 \text{ kN-m}$

$M_{y2} = 1.072 \text{ kN-m}$

$a_{o1} = 0.25 \text{ m}$

$a_{o2} = 0.25 \text{ m}$

$b_{o1} = 0.25 \text{ m}$

$b_{o2} = 0.25 \text{ m}$

Resistencia de característica del hormigón:       $f_{ck} = 2.10 \text{ kK} / \text{cm}^2$

Resistencia de característica del acero:       $f_{yk} = 50.0 \text{ kN} / \text{cm}^2$

Distancia donde se verifica el esfuerzo cortante:       $S = 100$

Profundidad de fundación      N.F.= -2.00m

Esfuerzo admisible del suelo:       $\sigma_{adm} = 115 \text{ kN/m}^2$

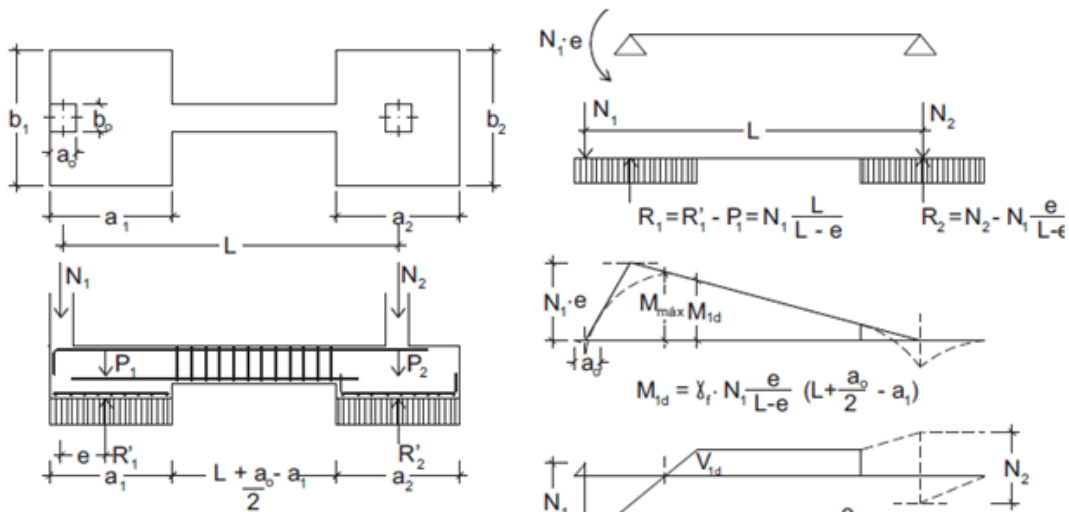


Figura 3.20: Zapata Medianera con Viga Centradora.

Fuente: Hormigón Armado; 14ª Edición; P. Jiménez Montoya; Pag.:522.

### 3.8.3.1. Pre dimensionamiento

Para la zapata medianera e interior: Considerando el peso propio, 15% de la fuerza axial.

$$\text{Zapata de la columna } C_{49}: \quad P_1=(0.15)N_1=0.15*270.27=40.541 \text{ kN}$$

$$\text{Zapata de la columna } C_{50}: \quad P_2=(0.15)N_2=0.15*337.79=50.669 \text{ kN}$$

Para estimar las dimensiones a y b de las zapatas, se encuentra el área mínima que deberá tener las mismas:

Zapata de la columna C49:

$$A_{nec} = \frac{N_1 + P_1}{\sigma_{adm}} = 2.70 \text{ m}^2$$

$$A = 2 * a^2 \rightarrow a_1 = \sqrt{\frac{A}{2}} \text{ entonces al} = \sqrt{\frac{2.70}{2}} = 1.16$$

Se escoge un área mayor a la necesaria:

$$a_1=1.25\text{m} \quad b_1=2.50\text{m}$$

Zapata de la columna C50:

$$A_{nec} = \frac{N_1 + P_1}{\sigma_{adm}} = 3.38\text{m}^2$$

$$A = a^2 \rightarrow a_2 = b_2 = \sqrt{A} \text{ entonces al} = \sqrt{3.38} = 1.83\text{m}$$

Se escoge un área mayor a la necesaria:

$$a_2=185\text{cm} \quad b_2=185\text{cm}$$

### 3.8.3.2. Distribución de las presiones en el terreno

Mediante una *viga centradora de gran rigidez*, puede conseguirse una distribución uniforme para las presiones del terreno:

$$R_1^* = N_1 * \frac{l}{l - e} + P_1$$
$$R_2^* = N_2 + P_2 - N_1 * \frac{e}{l - e}$$

Donde “e” es la excentricidad el zapata medianera y expresada de la siguiente manera:

$$e = \frac{a_1}{2} - \frac{a_0}{2} = 0.50 \text{ m}$$

Determinando las sollicitaciones

$$R_1^* = 270.27 * \frac{4.0}{4.0 - 0.5} + 40.541$$
$$R_1^* = 349.421 \text{ kN}$$

$$R_2^* = 337.79 + 50.669 - 270.27 * \frac{0.50}{4.0 - 0.5}$$
$$R_2^* = 349.849 \text{ kN}$$

#### Verificaciones de las presiones

Se verificará las presiones por la distribución de las presiones

$$\sigma_{t1} = \frac{R_1^*}{a_1 \cdot b_1} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{t1} = \frac{349.421}{1.25 * 2.5} \leq \sigma_{adm} \quad 111.815 \leq 115$$

$$\sigma_{t2} = \frac{R_2^*}{a_2 \cdot b_2} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{t1} = \frac{349.846}{1.85 * 1.85} \leq \sigma_{adm} \quad 102.22 \leq 115$$



### 3.8.3.3. Diseño de la viga centradora

El armado de la viga centradora se efectuará con el momento  $M_{1d}$  y el cortante  $V_{1d}$ :

$$M_{1D} = 1.6 * 270.27 * \frac{0.5}{4 - 0.5} * \left(4 + \frac{0.25}{2} - 1.25\right)$$

$$M_{1D} = 1.6 * 270.27 * \frac{0.5}{4.0 - 0.5} * \left(4 + \frac{0.25}{2} - 1.25\right)$$

$$M_{1D} = 177.606 \text{ kN} * \text{m}$$

$$V_{1D} = 1.6 * N_1 * \left(\frac{e}{l - e}\right)$$

$$V_{1D} = 1.6 * 270.27 * \left(\frac{0.50}{4 - 0.5}\right)$$

$$V_{1D} = 61.776 \text{ kN}$$

Mediante estos efectos en la viga se procederá a dimensionar la viga y calcular su armador longitudinal como su armadura transversal.

#### a) Pre dimensionamiento

Se asumirá un ancho de 40 cm para la viga centradora, mediante la siguiente expresión se calculadora el alto de la viga asi mismo se asumirá una valor de k de 3:

$$d = k \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \quad 1.77 \leq k \leq 3.3$$

$$d = 3 \cdot \sqrt{\frac{177.606 * 100}{40 \cdot 1.4}} = 53.426 \text{ cm} \quad \rightarrow d = 54 \text{ cm}$$

$$h = d + 5 = 59 \text{ cm} \quad \rightarrow h = 60 \text{ cm} \quad \rightarrow d = 55 \text{ cm}$$

Se usará una sección de viga de 40x60 cm.

### b) Armadura superior

Profundidad del bloque comprimido:

$$y = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right] = 7.264 \text{ cm}$$

Armadura de refuerzo:

$$A_s = \frac{0.85 * b * y * f_{cd}}{f_{yd}} = 7.95 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima

$$W_{min} = 0.0028$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = W_{min} * b_w * h = 6.16 \text{ cm}^2$$

Verificación de la armadura

$$A_s > A_{smin} \Rightarrow 7.95 > 6.16$$

Armadura necesaria

$$A_s = 7.95 \text{ cm}^2$$

Se adoptará 4Ø16mm donde se tiene:

$$4Ø16\text{mm} = 4 * 2.01 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$8.04 \text{ cm}^2 > 7.95 \text{ cm}^2$$

Usar

**4Ø16mm.**

### c) Armadura inferior

Según el cálculo la viga centradora solo sufre a momentos negativos donde no es necesario tener armadura, pero según la norma boliviana se dispondrá del 30% de la  $A_{s \text{ min}}$  a la cara de tracción.

$$A_s = 30\% * A_{s \text{ min}} = 0.3 * 6.16 = 1.848 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_s = 1.848 \text{ cm}^2}$$

Se adoptará 3Ø12mm donde se tiene:

$$3\text{Ø}12\text{mm} = 3 * 1.13 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$3.39 \text{ cm}^2 > 1.848 \text{ cm}^2$$

Usar

**3Ø12mm.**

#### d) Armadura a Corte

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 5,92 \text{ Kg/cm}^2 = 0.059 \text{ kN/cm}^2$$

Contribución del hormigón a la Resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 130.15 \text{ kN}$$

**Vd > Vcu Ok Cumple**

Cálculo de la armadura mínima:

$$A_{stmin} = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{stmin} = 2.667 \text{ cm}^2$$

Separación teórica

Se tomará estribos de Ø de 8 mm

$$A_s = 0.503 \text{ cm}^2$$

Para dos ramales = 1.006 cm<sup>2</sup>

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_{st}}{A_{\text{Ø}8 \text{ mm}}} = \frac{2.667}{1.006} = 2.65 \cong 3 \text{ barras}$$

$$S = \frac{100}{N^\circ \text{ de barras} + 1}$$

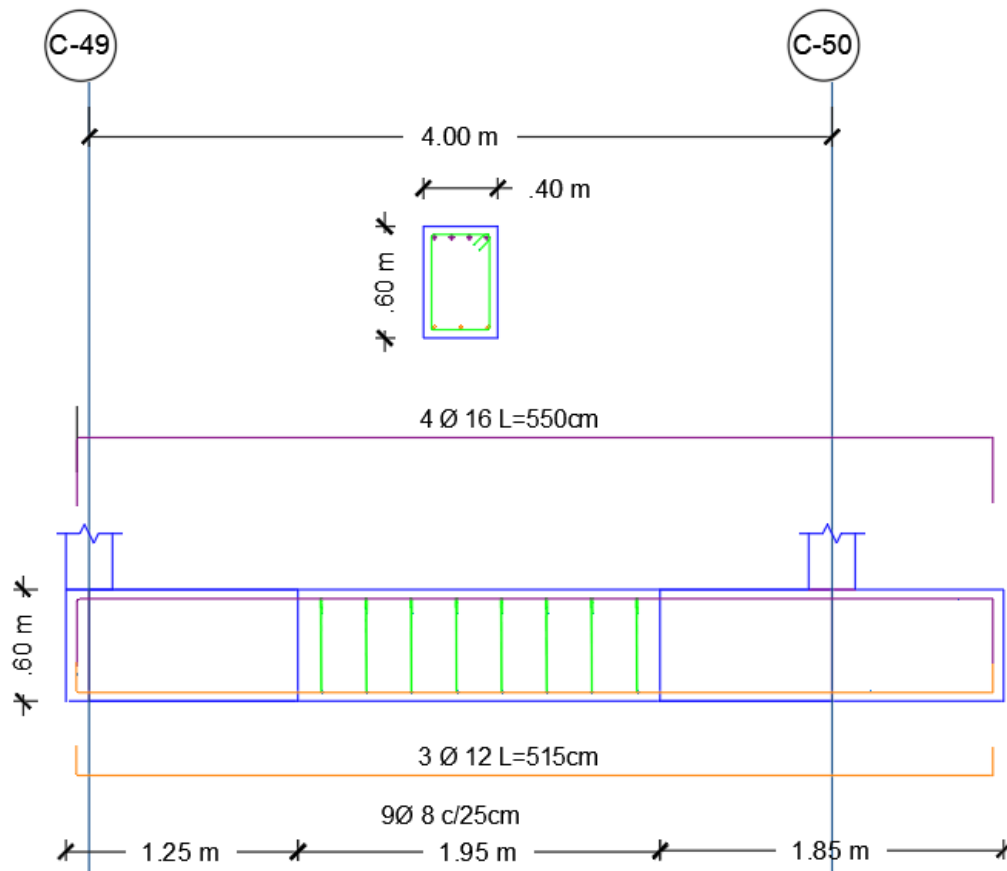
$$S = 25 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

La CBH-87 establece rangos de separaciones máximas permisible:

$$\text{Como: } \begin{cases} St \leq 30 \text{ cm} \\ St \leq 0.85d \\ St \leq 3b \end{cases} = \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 46.78 \text{ cm} \\ 120 \text{ cm} \end{cases}$$

Se utilizará un espaciamiento de 25cm

**E Ø8mm c/25 cm**



**Figura 3.21:** Detalle de armadura de Viga centradora

*Fuente:* Elaboración propia AutoCAD 2016

### 3.8.3.4. Diseño de zapata Medianería

#### a) Cálculo del canto útil:

$$d = \frac{1.1 * \sigma_T}{\sigma_T + 370} * v$$

$$\sigma_T = \frac{N_d}{a * b} = 86.486$$

$$v = \frac{b_1 - a_{01}}{2} = 1.125$$

$$d_1 = 0.23m$$

Se dará un recubrimiento de **5 cm**

Entonces la altura de la zapata será:  $h = d_1 + r = \mathbf{48 \text{ cm}}$

Altura de zapata rígidas son aquellas en las que el mayor vuelo cumple la condición:

$$v > 2 * h$$

$$h < \frac{v}{2}$$

$$v = \frac{b_1 - a_{01}}{2} = 1.125m$$

$$h < \frac{v}{2} = 0.563 m$$

Lo más recomendable es trabajar con zapatas rígidas, por lo cual se adoptará una zapata de 60cm de altura.

#### **b) Esfuerzos en la zapata**

La armadura principal se calculará a flexión como se hace en el caso de zapatas continuas, la armadura principal esta paralela a la medianería. Sobre la armadura secundaria se dispondrá una armadura de reporto.

**Momento de diseño en “y”.**

$$M_d = \frac{N_{1d}}{2 * b_1} * \left( \frac{b_1 - b_{o1}}{2} + 0.15 * b_o \right)^2$$

$$M_d = \frac{1.6 * 270.27}{2 * 2.50} * \left( \frac{2.50 - 0.25}{2} + 0.15 * 0.25 \right)^2$$

$$M_d = 116.88 \text{ kN} * m$$

**Cortante**

$$V_d = \frac{N_{1d}}{a_1 * b_1 * d} * \left( \frac{b_1 - b_{o1}}{2} - d \right)$$

$$V_d = \frac{1.6 * 270.27}{2.50 * 1.25 * 0.255} * \left( \frac{2.50 - 0.25}{2} - 0.55 \right)$$

$$V_d = 144.67 \frac{kN}{m^2}$$

**c) Armadura en “y”**

Profundidad del bloque comprimido:

$$y = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right] = 1.45 \text{ cm}$$

Armadura de refuerzo:

$$A_s = \frac{0.85 * b * y * f_{cd}}{f_{yd}} = 4.95 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima

$$W_{min} = 0.0009$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = W_{min} * b_w * h = 6.18 \text{ cm}^2$$

Verificación de la armadura

$$A_{smin} > A_s \Rightarrow 6.18 > 4.95$$

Armadura necesaria

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

Se adoptará 8Ø12mm donde se tiene:

$$8\text{Ø}12\text{mm} = 8 * 1.13 = 9.04 \text{ cm}^2$$

$$9.04 \text{ cm}^2 > 6.18 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación:

$$sep = \frac{a_1}{N^\circ \text{ barras}}$$

$$sep = 15.6 \text{ cm}$$

Usar:

**Ø 12mm c/15.0 cm**

**e) Armadura en “x”**

Armadura mínima

$$A_{smin} = W_{min} * b_w * h = 12.375 \text{ cm}^2$$

Armadura necesaria

$$A_s = 12.375 \text{ cm}^2$$

Se adoptará 16Ø12mm donde se tiene:

$$16\text{Ø}12\text{mm} = 16 * 1.13 = 18.09 \text{ cm}^2$$

$$18.09 \text{ cm}^2 > 12.375 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación:

$$sep = \frac{b_1}{N^\circ \text{ barras}}$$

$$sep = 15.6 \text{ cm}$$

Usar:

**Ø 12mm c/15.0 cm**

**f) Comprobación a Corte**

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 5,92 \text{ Kg/cm}^2 = 0.059 \text{ kN/cm}^2$$

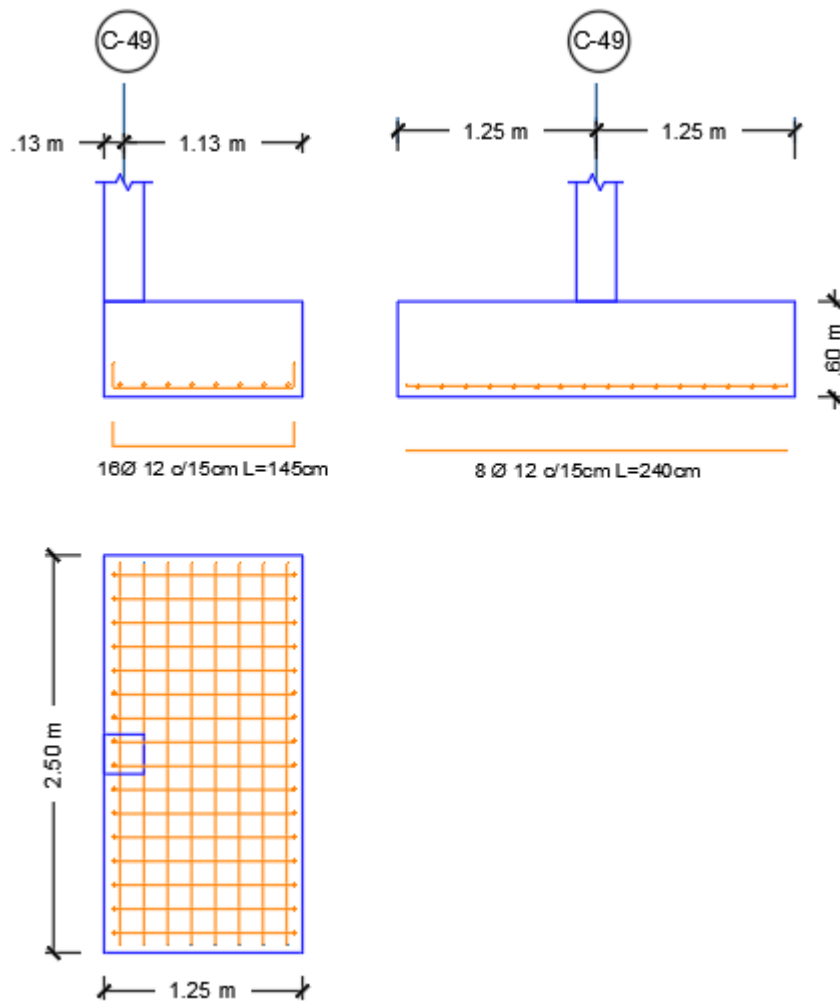
$$f_{vd} = 590 \text{ kN/cm}^2$$

Contribución del hormigón a la Resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_d < f_{vd} \text{ Ok Cumple}$$

**g) Comprobación a punzonamiento**

La comprobación a punzonamiento no es necesario para zapatas medianeras



**Figura 3.22:** Detalle de armadura de zapata Medianera

*Fuente:* Elaboración propia AutoCAD 2016

### 3.8.3.5. Diseño de zapata Interior

El cálculo de la zapata interior se efectuará como el de una zapata aislada.

**a) Cálculo del canto útil:**

$$d = \frac{1.1 * \sigma_T}{\sigma_T + 370} * v$$

$$\sigma_T = \frac{N_d}{a * b} = 102.22$$



$$v = \frac{b_1 - a_{01}}{2} = 0.80$$

$$d_1 = 0.19m$$

Se dará un recubrimiento de **5 cm**

Entonces la altura de la zapata será:  $h = d_1 + r = \mathbf{24 \text{ cm}}$

Altura de zapata rígidas son aquellas en las que el mayor vuelo cumple la condición:

$$v > 2 * h$$

$$h < \frac{v}{2}$$

$$v = \frac{b_1 - a_{01}}{2} = 0.80m$$

$$h < \frac{v}{2} = 0.40 \text{ m}$$

Lo más recomendable es trabajar con zapatas rígidas, por lo cual se adoptará una zapata de 60cm de altura, para tener una continuidad con la viga centradora.

#### **b) Esfuerzos en la zapata**

La armadura debe resistir la tracción  $T_d$  indicada en el modelo de bielas y tirantes, que resulta:

$$T_d = \frac{R_2^*}{6.8 * d} * (a_2 - a_{02})$$

$$T_d = \frac{349.849}{6.8 * 0.55} * (1.85 - 0.25)$$

$$T_d = 149.668 \text{ kN}$$

El cortante actante vale:

$$V_d = \frac{R_2^*}{a_2} * \left( \frac{a_2 - a_{o2}}{2} - d \right)$$

$$V_d = \frac{349.849}{1.85} * \left( \frac{1.85 - 0.25}{2} - 0.55 \right)$$

$$V_d = 47.278 \text{ kN}$$

Cuando los vuelos de la zapata excepcionalmente altos,  $v > 3.5 * h$ , puede ser determinante la comprobación a punzonamiento, caso contrario no.

$$v > 3.5 * h$$

$$\frac{1.85 - 0.25}{2} > 3.5 * 0.6$$

$$0.80 > 2.1$$

Como se puede ver no es necesario hacer una comprobación a punzonamiento.

### c) Armadura en “x”

Armadura de refuerzo:

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} = 3.44 \text{ cm}^2$$

Cuántía mínima

$$W_{min} = 0.0009$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = W_{min} * b_w * h = 9.16 \text{ cm}^2$$

Verificación de la armadura

$$A_{smin} > A_s \Rightarrow 9.16 > 3.44$$

Armadura necesaria

$$A_s = 9.16 \text{ cm}^2$$

Se adoptará 10Ø12mm donde se tiene:

$$10Ø12\text{mm} = 10 * 1.13 = 11.30 \text{ cm}^2$$

$$11.60 \text{ cm}^2 > 9.16 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación:

$$sep = \frac{a_2}{N^\circ \text{ barras}}$$
$$sep = 18.5 \text{ cm}$$

Usar:

**Ø 12mm c/17.50 cm**

Como es una zapata simétrica y columna simétrica la armadura se repetirá en ambas direcciones.

**d) Comprobación a Corte**

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 5,92 \text{ Kg}/\text{cm}^2 = 0.059 \text{ kN}/\text{cm}^2$$

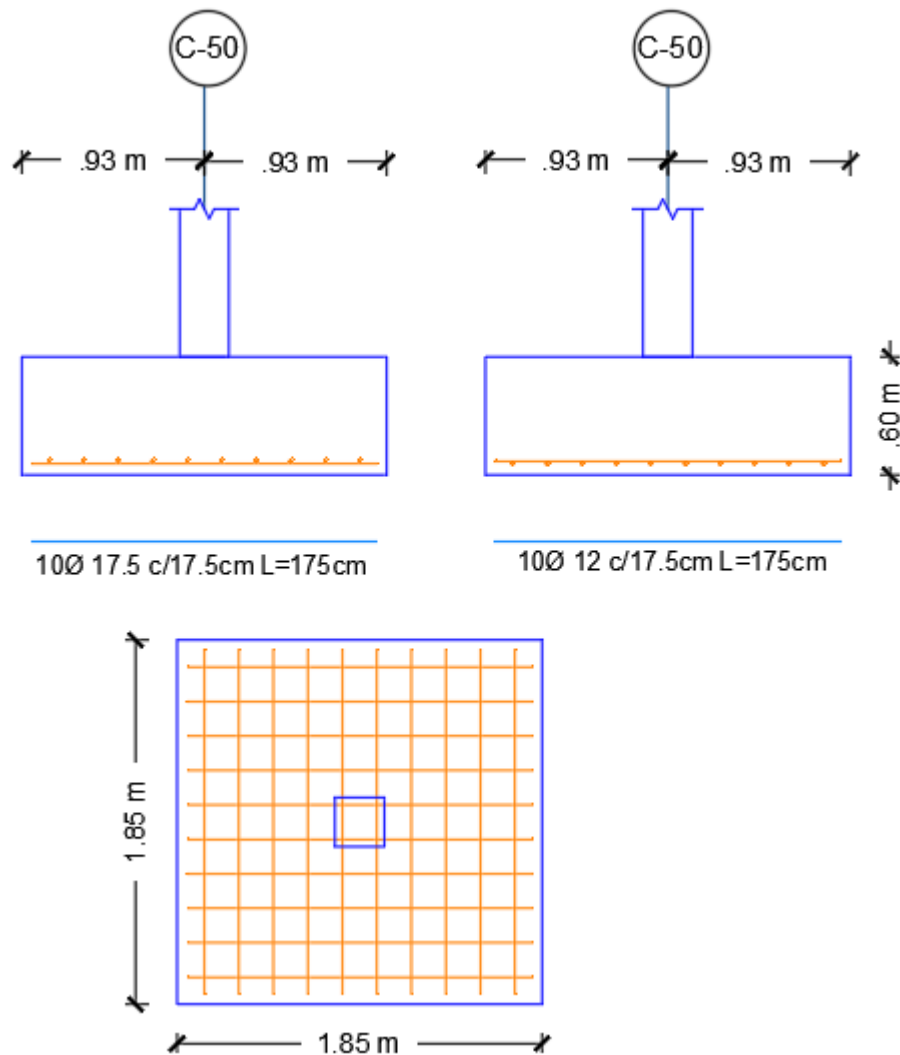
Contribución del hormigón a la Resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 600.325 \text{ kN}$$

**Vd > Vcu Ok Cumple**

**e) Comprobación a punzonamiento**

La comprobación a punzonamiento no es necesario para esta zapata ya que no llega a cumplir la condición de  $v > 3.5 * h$ .



**Figura 3.23:** Detalle de armadura de zapata Interior

**Fuente:** Elaboración propia AutoCAD 2016

### 3.9. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las especificaciones técnicas realizadas para cada ítem, comprenden una serie de puntos como: Definición, Materiales, Herramientas y equipos, Procedimiento de Ejecución, Forma de medición y Forma de pago; cada uno de estos puntos deben de ser estrictamente cumplidos a la hora de la ejecución del proyecto, ver Anexo H.

### **3.10. PRECIOS UNITARIOS**

En el análisis de precios unitarios de igual manera que las especificaciones se la realizó para ítem comprendido por: Materiales, Mano de obra, Maquinaria y herramientas donde se tomó en cuenta beneficios sociales a valor de 67% de la mano de obra, herramientas menores el 8% de la mano de obra, IVA 14.94%, Gastos Generales 10%, impuestos 3.09%, y una utilidad del 10%. Esto se puede ver de mejor manera en el Anexo F.

### **3.11. CÓMPUTOS MÉTRICOS**

Los cómputos métricos serán realizados para cada ítem, contemplando la medición de: longitudes, áreas, volúmenes y pzas. de la obra, En el Anexo G, se ve la realización de las mediciones de cada ítem.

### **3.12. PRESUPUESTO**

El presupuesto de total de la obra se la realizo con la ayuda del programa PRESCOM 2013, con un tipo de cambio de dólar de 6.96 Bs, dando el monto total de la obra de **Bs. 4,008,922.51** y el precio por metro cuadrado es de 5,452.53 bs/m<sup>2</sup>, el desglosé del presupuesto se lo ve en el Anexo E.

### **3.13. CRONOGRAMA DE OBRA**

Para la realización del Cronograma de obra se lo hizo con la ayuda del programa M. Project 2016, en la cual se logró sacar la duración de la obra de **454 días** calendarios y se puede apreciarlo en el Anexo I.

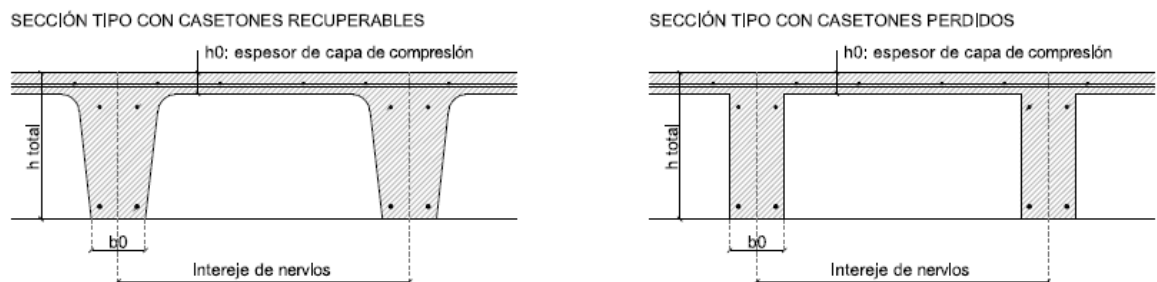
## CAPÍTULO 4

### APORTE ACADÉMICO

#### 4. APORTE ACADÉMICO (LOSA RETICULAR)

##### 4.1. CONSIDERACIONES INICIALES

Los forjados reticulares son losas planas sin vigas o con vigas, compuestas por nervios en dos direcciones, que pueden construirse con moldes recuperables o con aligeramientos permanentes.



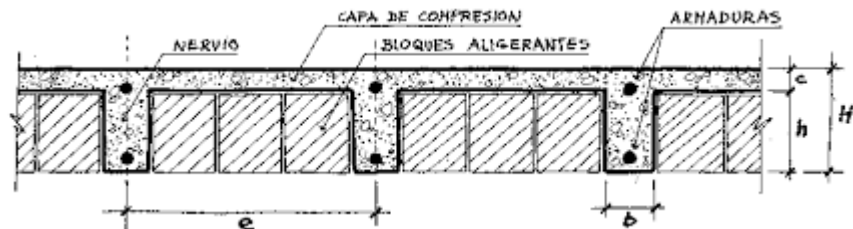
*Figura 4.1: Tipos de losas reticulares*

*Fuente: Proyecto de estructuras de Hormigón, Universidad Politécnica de Madrid.*

#### PRE-DIMENSIONAMIENTO

El *canto del forjado* depende de los siguientes factores:

- Luz entre pilares
- Luz de voladizo
- Cargas gravitatorias por soportar



*Figura 4.2: Partes de Losas reticular*

*Fuente: Elaboración propia AutoCAD 2016.*

- a) *Canto del forjado (H)*, la experiencia en patología que propone del Ing. Florentino Regalado Tesoro recomienda un espesor de forjado con la siguiente expresión:

$$\frac{L}{24} \leq H_{L.R.} \leq \frac{L}{20}$$

- b) *Capa de compresión (c)*, es aconsejada es de 3 cm y la experiencia constructiva nos dice que se debe colocarse no más de 5 cm.
- c) *La anchura de los nervios (b)*, no debe ser inferior a 7cm ni la cuarta parte del canto de la pieza aligerante.
- d) *La separación de nervios (e)*, no debe exceder de 1 m. El entre eje comercial más extendido es de 50 cm en ambas direcciones.

## 4.2. DIMENSIONAMIENTO

### 4.2.1. E.L.U. DE AGOTAMIENTO

A partir de los momentos flectores obtenidos se procederá al armado de los nervios del forjado, en ambas direcciones de forjado, considerando:

- Las secciones en T para los momentos positivos  $M_d^+$  en el vano y para los momentos negativos  $M_d^-$  en las zonas aligeradas del forjado
- Las secciones rectangulares para los momentos negativos  $M_d^-$ .

## 4.3. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

### 4.3.1. CUANTÍAS MÍNIMAS

Se sugiere tomar en consideración las cuantías mínimas establecidas para losas en los macizados del forjado reticular y las establecidas para los nervios de los forjados unidireccionales en las zonas aligeradas del forjado reticular:

- Carpeta de compresión:  $A_{total} \geq 0.0018 * b * c$  para acero  $f_{yk}=420\text{MPa}$   
 $A_{total} \geq 0.0015 * b * c$  para acero  $f_{yk}=500\text{MPa}$
- Nervios:  $A_l \geq 0.0033 * b * h$  para acero  $f_{yk}=420\text{MPa}$   
 $A_l \geq 0.0028 * b * h$  para acero  $f_{yk}=500\text{MPa}$

#### 4.4. DISEÑO DE LOSA RETICULAR

Ancho de nervio:  $b_N = 10 \text{ cm}$

Altura de Losa Reticular:  $h_{LR} = 30 \text{ cm}$

Espesor de carpeta de compresión  $e_c = 5 \text{ cm}$

Recubrimiento:  $r = 2.5 \text{ cm}$

Canto útil:  $d = 27.5 \text{ cm}$

Distancia inter eje  $i_{eje} = 50 \text{ cm}$

Momento Flector Positivo:  $M_{\max} = 41.89 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

Momento Flector Negativo:  $M_{\max} = 65.25 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

Flecha máxima:  $f_{\max} = 5.92 \text{ mm}$

Resistencia de característica del hormigón:  $f_{ck} = 2.10 \text{ kN} / \text{cm}^2$

Resistencia de característica del acero:  $f_{yk} = 50.0 \text{ kN} / \text{cm}^2$

Distancia donde se verifica el esfuerzo cortante:  $S = 100 \text{ cm}$

Factores de minoración:  $\gamma_c = 1,5$  (hormigón);  $\gamma_s = 1,15$  (acero)

##### **Armadura Positiva dirección X.**

$$\frac{hf}{h} = \frac{5}{30} = 0.167; \quad \frac{l}{b_N} = \frac{435}{10} = 43.5; \quad \frac{2l}{b - b_N} = \frac{2 * 435}{50 - 10} = 21.75$$

Con estos valores de las relaciones anteriores y la tabla del anexo C tabla13:  $k=1.0$

$$be = k * (b - b_N) + b_N = 1.0 * (50 - 10) + 10 = 50 \text{ cm}$$

Por norma

$$b1 = 8 * hf = 8 * 5 = 40 \text{ cm}$$

$$be' = 2 * b1 + b_N = 2 * 40 + 10 = 90 \text{ cm}$$

El ancho efectivo efectiva será de 50cm.



Se debe comprobar:

$$b_N \geq \frac{1}{8} * (h - h_f) = \frac{1}{8} * (30 - 5) = 3.125 \quad 12 \geq 3.125 \quad \text{ok!}$$

$$l \leq 12b = 12 * 50 = 600 \quad 435 \leq 600 \quad \text{ok!}$$

**Md=20.945 kN-m (positivo)**

Como  $Md < 0.85 * f_{cd} * b_e * h_f * (h - 0.5 * h_f) = 74.38$  kN-m, no es necesario disponer armadura comprimida y la armadura de tracción se obtiene a partir de las ecuaciones de equilibrio:

$$0 = 0.85 * f_{cd} * b * y - A_s * f_{yd}$$

$$Md = 0.85 * b * y * f_{cd} * \left(d - \frac{y}{2}\right)$$

Se determinan las únicas incógnitas  $A_s$  e  $y$ :

$$y = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right] = 1.31 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * b * y * f_{cd}}{f_{yd}} = 1.79 \text{ cm}^2$$

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

Determinación de la armadura mínima: ( $A_{smin}$ ) con  $W_{min} = 0,0028$  se obtiene de la Tabla del (Anexo N° C Tabla N° 10) de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural “viga”

$$A_{smin} = W_{min} * b_w * h = 0,0028 * 10 * 30 = 0.77 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{smin} \Rightarrow 1.79 > 0.77$$

Se toma la mayor cuantía que es  $A_s = 1.79 \text{ cm}^2$

Para 3Ø10mm se tiene:

$$3 \text{ Ø } 10\text{mm} = 3 * 0.79 \text{ cm}^2 = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$2.34 \text{ cm}^2 > 1.79 \text{ cm}^2$$

Se utilizará 2Ø10mm+1Ø10mm

**Md=32.625 kN-m (negativo)**

Para el diseño de la armadura a negativo se la realizara como una viga T invertida, para el diseño más sencillo se la idealizara con viga rectangular.

### **Armadura de Retracción.**

Primeramente, se hará el cálculo de la armadura de retracción que ira en toda la carpeta de compresión, para el diseño fácil se lo hará como losa maciza donde solo se tomara en cuenta la espesor de dicha carpeta de compresión.

Para la determinación de la armadura mínima: (**A<sub>min</sub>**) con **W<sub>min</sub> = 0,0028** se obtiene de la Tabla del (Anexo N° C Tabla N° 10) de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural “losa”

$$A_{min} = W_{min} * b_w * h = 0,0015 * 50 * 5 = 0.375 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{min} = 0.375 \text{ cm}^2}$$

Para 2Ø6mmse tiene:

$$2 \text{ } \emptyset \text{ 6mm} = 2 * 0.28 \text{ cm}^2 = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$0.56 \text{ cm}^2 > 0.0375 \text{ cm}^2$$

**Dividiendo entre la cantidad necesaria de barras, obtenemos 50/2= 25 cm**

Se utilizará un espaciamiento de 25cm

**Ø6mm c/25cm (en ambos sentidos de la losa)**

### **Armadura de Refuerzo**

Como  $M_d > 0.251 * b * d^2 * f_{cd} = 26.57 \text{ kN-m}$ , es necesario disponer armadura de compresión:

*Armadura a compresión:*

$$A' = \frac{M_d - 0.251 * b * d^2 * f_{cd}}{(d - d') * f_{yd}}$$

$$A' = \frac{32.625 * 100 - 26.57}{(27.5 - 2.5) * 43.48} = 0.55 \text{ cm}^2$$

Para 2Ø10mmse tiene:

$$2 \text{ } \emptyset \text{ 10mm} = 2 * 0.79 \text{ cm}^2 = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$1.58 \text{ cm}^2 > 0.55 \text{ cm}^2$$

Se utilizará 2Ø10mm

Nota. - La armadura comprimida corresponde a la armadura que se llegó a colocar como refuerzo en la zona de positivo.

*Armadura a Tracción:*

$$A = \frac{0.306 * b * d * f_{cd} + A' * f_{yd}}{f_{yd}}$$

$$A = \frac{0.306 * 10 * 27.5 * 1.4 + 1.58 * 43.48}{43.48}$$

$$A = 4.25 \text{ cm}^2$$

Para 2Ø6mm+2Ø10mm+2Ø12mm se tiene:

$$2 \text{ } \varnothing 6\text{mm} = 2 * 0.28 \text{ cm}^2 = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \varnothing 10\text{mm} = 2 * 0.79 \text{ cm}^2 = 1.58 \text{ cm}^2$$

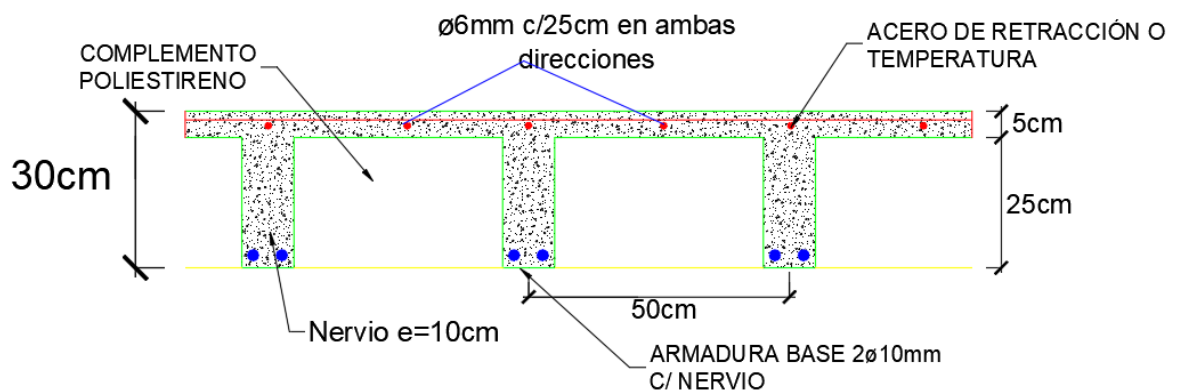
$$2 \text{ } \varnothing 12\text{mm} = 2 * 1.13 \text{ cm}^2 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$4.41 \text{ cm}^2 > 4.25 \text{ cm}^2$$

**Dividiendo entre la cantidad necesaria de barras, obtenemos 50/2= 25 cm**

Se utilizará un espaciamiento de 25cm

**Se utilizará Ø6mm+Ø10mm+Ø12mm cada 25cm**



**Figura 4.3:** Detalle de armado de Losa Reticular.

**Fuente:** Elaboración propia AutoCAD2016.

## **4.5. ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO/ECONÓMICO**

### **4.5.1. TÉCNICO**

#### **Losa Reticular**

Este sistema consta de pequeñas vigas en ambos sentidos que al entrecruzadas que forman una especie de retícula o entramado, que es de donde toman su nombre, el aligeramiento se logra por bloques de poliestireno, llamados también casetones, las pequeñas vigas o nervios que se construyen de concreto reforzado, y una capa de compresión concreto reforzado con una malla para evitar grietas por temperatura lo cual tiene como función absorber y distribuir los esfuerzos sobre la losa.

Su principal ventaja es que se pueden lograr peraltes muy altos, lo que nos permite salvar luces muy grandes, lo que la vuelve la opción más viable losas de grandes luces. Otra ventaja de este tipo de losas es que pueden aguantar cargas no previstas del orden de un 20% a 30% por encima de la losa alivianada de viguetas.

Si la estructura debe soportar empujes horizontales, la estructura más idónea sería ésta para poder soportar esos empujes horizontales.

Su principal desventaja es que requiere de un encofrado tradicional, como una losa maciza, lo que hace que se vuelva una opción cara para usarla en edificaciones con luces pequeños.

La característica de este tipo de losa, es que la repartición de cargas es equitativa y disminuye las estructuras soportantes (vigas perimetrales).

#### **Losa alivianada de viguetas pretensadas**

Este sistema en su concepto es muy similar al primero, solo que aquí las vigas se colocan en un solo sentido, no se forman retículas, el aligerado se logra de igual manera con bloques de poliestireno. Las viguetas son prefabricadas, al igual que en caso anterior se les coloca también una capa de compresión de concreto reforzado con una malla para evitar grietas por temperatura.

La principal ventaja de las losas aligeradas a base de vigueta y bovedilla, es que son auto soportables, lo que quiere decir que se elimina el encofrado de contacto, únicamente requieren de un apuntalamiento a centro luz, lo que las vuelve mucho más económicas y que puedan construirse mucho más rápido comparado con la losa reticular, son una excelente opción para edificaciones con luces pequeños.

Su principal desventaja es que no funcionan muy bien para luces muy grandes, ya que empiezan a requerir viguetas de mucho peralte. Otra desventaja que más bien es funcional, es que a veces hacen ruidos durante el proceso de dilatación y contracción, estos ruidos son provocados por la bovedilla que cruje y como el área de bovedilla es mayor que en una losa reticular estos ruidos son más notorios, pero no representan de ninguna manera una falla estructural.

#### **4.5.2. ECONÓMICO**

El costo de la losa reticular 200% mayor con respecto a la losa alivianada de viguetas. Como se puede ver en el cuadro siguiente la diferencia de precios que se tiene entre los tipos de losas.

TIPO	COSTO (Bs/m <sup>2</sup> )
Losa reticular	<b>368.38</b>
Losa aliviana de viguetas	<b>735.92</b>

## CAPÍTULO 5

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

##### 5.1. CONCLUSIONES

- Del estudio topográfico se pudo concluir que el terreno de emplazamiento se puede considerar plano con poca variación de cotas.
- El estudio de suelos realizado se obtuvo como resultado que la capacidad portante de diseño es de 1.15 kg/cm<sup>2</sup> a 2.00 m de profundidad. Observándose en campo que los estratos del suelo a las profundidades realizadas, no presentaban cambios por lo que no se realizó ensayos a mayores profundidades. Se hizo las verificaciones con el trabajo de gabinete, comparando las muestras obtenidas en campo donde la capacidad portante del terreno es casi la misma.
- Los datos del estudio de suelos junto a la disposición de la estructura dentro del terreno de emplazamiento fueron los parámetros que definieron el tipo de fundación a utilizar: zapatas aisladas y medianeras con vigas centradoras.
- El predimensionamiento de los elementos estructurales se las realizó por iteraciones en el proceso de análisis estructural, llevando esto a grandes ahorros en materiales para beneficios económicos, siempre precautelando la integridad de la edificación.
- En el caso del diseño estructural los resultados obtenidos de los diferentes elementos estructurales en base al programa ETABS-2016, se llegó a realizar el cálculo de la armadura de una forma eficaz sin sobredimensionamientos, pero siempre en fiel cumplimiento de la norma boliviana (CBH-87).
- La verificación de la deformación producida por las cargas llega ser mucho menor de la deformación admisible de cada elemento estructural.
- En relación a las armaduras en los distintos elementos estructurales se considera que la armadura de mínima llega ser el predominante ante la armadura requerida por los esfuerzos de diseño.

- En cuanto a la cubierta se llega a tener un espaciamiento de 3.60m esto con el fin de precautelar el pandeo lateral-torsional que llegan a sufrir los Aceros conformados en frío.
- El diseño de la cubierta se realizó utilizando perfiles que se puedan adquirirse en el mercado local para disponer en la estructura metálica.
- Si la estructura debe soportar empujes horizontales (sismos y vientos), la losa reticular es la estructura más idónea para poder enfrentar estos empujes horizontales.
- El costo total del proyecto es de Bs. 4,110,163.02 (Son: Cuatro Millón(es) Ciento Diez Mil Ciento Sesenta y Tres con 02/100 bolivianos), el precio por metro cuadrado es de 5,590.23 bs/m<sup>2</sup>.
- El plazo de ejecución del proyecto es de aproximadamente 16 meses que da 472 días calendarios.

## **5.2. RECOMENDACIONES**

- Verificar la capacidad portante del suelo antes de la ejecución del proyecto con el número de pozos de exploración que se crean necesarios y a la profundidad que sea requerida por los responsables de la ejecución de la obra.
- Para la optimización de los resultados obtenidos del programa del análisis estructural es necesario realizar una interpretación del diseño y realizar las modificaciones necesarias ya que el programa empleado no llega a hacer el diseño del armado, y de esta forma llegar a un dimensionamiento óptimo teniendo siempre como base la norma CBH-87.
- Es necesario uniformizar las secciones de vigas, columnas y losas esto con un fin constructivo y de otorgar la continuidad en la armadura.
- Para la terraza se debe realizar una impermeabilización en toda la superficie, esto para evitar inconvenientes de filtraciones en la edificación.
- Para lograr la resistencia requerida del proyecto, se utilizará agregados de buena calidad y una buena dosificación esto para poder llegar a dicha resistencia de proyecto.

- Antes de utilizar un programa informático se debe leer la normativa que va a utilizar en diseño de los elementos estructurales, permitiendo orientar el cálculo estructural a la normativa utilizada.
- En cubiertas metálicas donde se utilizará un tipo de acero conformado en frío no se debe tener espaciamiento entre cerchas muy largas ya que este tipo de material llegan a sufrir un pandeo lateral-torsional por consecuente llega a reducir su resistencia.
- La instalación de la cubierta metálica se con la construcción de medias cerchas y luego soldadas para luego ser elevadas mediante una grúa y luego de ser instaladas todas las cerchas se procederá a instalar todas las correas.
- En el análisis de precios unitarios, las cargas sociales tienen un 67% para disponer ante una eventualidad que pudiera ocurrir en el transcurso de la construcción del proyecto.