

## **CAPÍTULO I: ANTECEDENTES**

### **1.1 El Problema**

#### **1.1.1 Planteamiento**

El municipio de Uriondo perteneciente a la provincia José María Avilés es una ciudad caracterizada por la gran producción de Uva, teniendo en su población a la mayoría dedicada a la viticultura, así también como a la vitivinicultura.

Debido al crecimiento de productores de la Vid, se vio un gran aumento en la producción de uva, causando que el mercado local se sature y se tenga pérdidas económicas considerables por la falta de demanda.

Por ello la Subgobernación cuenta con el diseño arquitectónico de una infraestructura en la cual se dispone de los ambientes adecuados para el tratado de la uva; Sin embargo, no se tiene el diseño estructural del mismo. Es por ello que se plantea en este proyecto la realización del Calculo Estructural en el cual según criterios y recomendaciones de la norma CBH- 87 se pueda emplear los tipos de losas más adecuados a la necesidad del proyecto, así también el tipo de cimentación de acuerdo al terreno que se presenta en la zona de emplazamiento. Esto sin dejar de lado los aspectos más importantes de la ingeniería como lo son la resistencia, estética y la economía.

#### **1.1.2 Formulación**

En función a lo expuesto anteriormente; podemos plantearnos los siguientes esquemas con las soluciones más convenientes que se podría aplicar en el diseño estructural del Centro de Embalaje de Uva-Uriondo:

Una de las soluciones sería el empleo de una losa de cimentación, pero esto en el caso que en el proyecto se contemple lo que sería un garaje subterráneo o ya sea un deficiente suelo de fundación, así mismo el empleo de losas casetonadas las cuales nos permiten salvar grandes luces debido a que se logra peraltes muy altos; pero estas son de mayor coste debido a que requiere una mano de obra especializada, así como un encofrado tradicional.

Otra solución sería el más convencional y tradicional en nuestra región del país, el empleo de zapatas aisladas, así como el uso de las losas macizas las cuales tienen gran resistencia,

pero no cubren grandes luces y en el tema del encofrado se invierte mayor madera; aunque en los últimos tiempos se vio que el uso de la losa alivianada de viguetas fue desplazando a la misma siendo una solución más efectiva, siendo en algunos casos más económica.

### **1.1.3 Sistematización**

En este caso la mejor solución de los esquemas planteados anteriormente tenemos que el empleo de zapatas aisladas es el más adecuado al tipo de suelo presente en el emplazamiento del proyecto, y asimismo las losas de viguetas son más óptimas debido a que las luces no son de gran magnitud y su ventaja de ya no emplear encofrados, sin dejar de lado el aspecto de resistencia ni económico.

Para la infraestructura en general se planteó un sistema aporticado de dos plantas, cuya cubierta será plana con pendientes definidas para el escurrimiento apropiado de las aguas de lluvia, deshielo, etc.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 General**

- Realizar el Diseño Estructural del “Centro de Embalaje De Uva” para el acopio y embalaje de uva en el Municipio de Uriondo, empleando el paquete estructural Cypecad, de acuerdo a la Norma CBH-87.

### **1.2.2 Específicos**

- Realizar el levantamiento topográfico de la zona del emplazamiento del proyecto.
- Determinar las características mecánicas del terreno de fundación, mediante el ensayo SPT, para poder seleccionar de manera adecuada el tipo de cimentación de la estructura.
- Realizar el planteamiento estructural como la ubicación óptima de las columnas de acuerdo a los espacios requeridos, en base al plano arquitectónico brindado por el Municipio,

- Modelar la estructura en un software de cálculo estructural teniendo en cuenta todas las consideraciones y parámetros de la Norma Boliviana de Hormigón Estructural CBH-87.
- Comprobar manualmente los elementos críticos de la estructura con los obtenidos del Programa Cypecad, para evitar errores como el sobredimensionamiento o armado deficiente.
- Determinar el Presupuesto General aproximado de lo que corresponde al Diseño Estructural del Centro de Embalaje.
- Elaborar planos, especificaciones técnicas y cronograma de ejecución de obra.

### **1.3 Justificación**

#### **1.3.1 Académica**

En lo que respecta al tema académico lo que se pretende con el presente proyecto es, la aplicación de todos los conocimientos previos adquiridos, la generación de nuevos conceptos dentro del área de la Mención de Estructuras, la aplicación de las normas en el campo profesional, así también el poder usar el criterio personal a la hora de tomar decisiones en cuanto al tema de cálculo se refiere, siguiendo las recomendaciones y normas establecidas para la construcción en Bolivia.

#### **1.3.2 Técnica**

El proyecto será ideado como una estructura aporticada, esto debido a que es el sistema tradicional más común en nuestro medio y el que se adecua mejor a infraestructuras de este tipo. Dicho Sistema consiste en estructuras de hormigón armado (columnas y vigas) unidas en zonas de confinamiento donde forman un ángulo de 90° en el fondo, parte superior y laterales. Este sistema es ventajoso para el diseño, debido a que los métodos de cálculo aprendidos durante la preparación académica son orientados a este tipo de estructuras.

En todo el proyecto se debe considerar la seguridad en todos sus niveles, resguardando siempre la salud de todos los trabajadores que participen o estén involucrados con la obra.

También se debe usar las Normas Vigentes de nuestro País, obteniendo un diseño eficiente y seguro.

Además, la evolución de las metodologías de diseño de estructuras, muestran un avance significativo en los últimos años, razón por la cual es importante el uso de herramientas computacionales actualizadas, para lograr un diseño adecuado.

### **1.3.3 Social**

El Proyecto viene a satisfacer la necesidad que tienen los viticultores y vitivinícolas del Municipio de Uriondo, de contar con una infraestructura o ambiente, donde la uva se pueda almacenar de una manera adecuada, así como el de aprovechar estas instalaciones y poder exportar la Uva del municipio hacia otros sectores permitiendo a los productores expandirse a través de un mercado Internacional, esto debido al aumento de producción de la uva y a la escasez de demanda en el mercado local.

## **1.4 Alcance del Proyecto**

El alcance del proyecto tuvo las siguientes metas y limitaciones, de manera que se pudo cumplir satisfactoriamente con las actividades propuestas.

- Se realizó netamente el Diseño Estructural de toda la Infraestructura, basándose en las disposiciones del plano arquitectónico brindado por la Subgobernación de Uriondo.
- No se realizaron los detalles o el diseño de las instalaciones eléctricas, sanitarias, de agua potable o de gas, dentro de la estructura.
- Se realizó el estudio de suelos dentro de la zona del emplazamiento del proyecto, para posteriormente con la capacidad portante del suelo definir el tipo de fundación adecuada.

### **1.4.1 Análisis de Alternativas**

En lo que respecta a las alternativas de diseño dentro del proyecto, inicialmente para las fundaciones se analizarán una vez que se realice y obtenga los datos de estudio del suelo.

Para la estructura se optará por un Diseño Tradicional Aporticado, puesto que es el más común en nuestro medio, además de ser muy fácil a la hora de representarlo en los softwares de diseño.

Para el tipo de losa, se va emplear el tipo Alivianada por ser muy práctica a la hora de cubrir grandes luces y para su construcción no necesita mano de obra especializada, aparte como su nombre lo indica no implica un gran peso para la estructura a comparación de una losa Maciza.

En cuanto a la ubicación de las columnas, se podrá corroborar o cambiar su posición una vez analizado la mejor disposición para el diseño.

#### **1.4.2 Resultados a Lograr**

Se desea concluir el diseño estructural de la infraestructura de manera satisfactoria, obteniendo un diseño eficiente de manera que el mismo no se encuentre con un sobredimensionamiento o deficiente armado, y sobre todo cumpla con las necesidades y funciones para las cuales fue concebido.

Previamente al Calculo estructural, se planea llevar a cabo un estudio de suelos en el lugar del emplazamiento para determinar la capacidad portante del suelo y así definir la fundación adecuada.

Finalmente, una vez realizado el cálculo y análisis de toda la infraestructura, mediante el paquete estructural Cypecad se obtendrán los planos estructurales de toda la infraestructura de manera detallada.

#### **1.4.3 Restricciones del Proyecto**

En cuanto a las restricciones en el presente proyecto no se realizaron detalles o diseños de instalaciones eléctricas, sanitarias o de agua potable dentro o fuera de lo que respecta la estructura, además en cuanto al cómputo métrico y presupuesto general, también no se tomarán en cuenta.

#### **1.4.4 Aporte Académico**

Como aporte académico se realizó el análisis estructural de las denominadas vigas apeadas, elementos que por su condición son sometidos a esfuerzos combinados de torsión, flexión y cortante; como en la norma boliviana nos da recomendaciones, pero no un cálculo explícito

para calcular las vigas en esta situación, se tomara como texto base la norma americana ACI 318-08 para poder calcular de manera manual y hacer la verificación con las cuantías obtenidas con el programa de Cypecad, previamente recalculando la estructura bajo la norma americana ACI 318, para no tener inconsistencias con los resultados obtenidos.

### **1.5 Localización**

La ubicación del proyecto está emplazada en territorio perteneciente a la Subgobernación de Uriondo en la Comunidad de Calamuchita, Municipio que es considerado el Centro Administrativo de la Provincia José María Avilés del departamento de Tarija.

El lugar de emplazamiento del proyecto se encuentra en colindancia con las oficinas de ASOPRU y el Instituto Tecnológico de Calamuchita y sus coordenadas geográficas son **21°43'17.84" S** y **64°37'25.57" O**, ubicación que cuenta con una altitud de 1769 msnm.

**Figura 1.1 Vista Satelital del Lugar de Emplazamiento**



**Fuente:** Google Earth.

### **1.5.1 Datos Socioeconómicos**

En cuanto a los servicios básicos presentes en la zona del emplazamiento del proyecto, podemos decir que la Comunidad de Calamuchita, cuenta con acceso a electricidad y al agua potable.

Los materiales de construcción también se hallan disponibles en dicha comunidad, pero cabe mencionar que estos debido a que no son propios del lugar, y se los debe importar de otros lugares, su precio es mayor al referencial.

## **CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO**

### **2.1 Levantamiento Topográfico**

Los estudios topográficos se realizan previo a la ejecución de una obra, durante la ejecución de esta e incluso después de construida. Y es que, resulta necesario contar con una referencia que permita ubicar de manera exacta en el terreno cada uno de los elementos que serán construidos para así evitar cometer errores que pudieran representar costes significativos e incluso comprometer la vida de las personas.

Sin duda alguna, la topografía es necesaria para llevar a cabo cualquier proyecto de ingeniería, ya que no se puede empezar a construir una obra si no se conoce previamente en donde se encuentran los límites de la parcela o terreno en el que se va a trabajar.

### **2.2 Estudio de Suelos**

El estudio de suelos comprende un conjunto de actividades que nos permiten adquirir la información de un terreno.

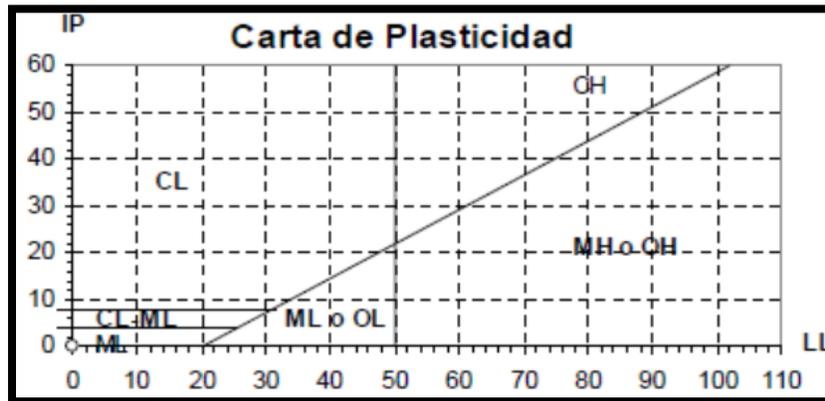
#### **2.2.1 Ensayo Granulométrico.**

El primer estudio a realizarse será un ensayo granulométrico, su importancia radica en que por medio del mismo se podrá determinar qué porcentaje del material es grueso y qué porcentaje es fino. Asimismo, tanto el material grueso como el fino podrá clasificarse dependiendo del tamaño de las partículas en gravas, arenas, limos o arcillas.

#### **2.2.2 Límites de Consistencia.**

Una vez definido el porcentaje de suelo fino, debe ser sometido a un ensayo de límites de consistencia para determinar su límite líquido y límite plástico, datos con los que se podrá definir el tipo de suelo fino según lo especificado en la carta de plasticidad.

**Figura 2.1 Carta de Plasticidad, Clasificación S.U.C.S.**

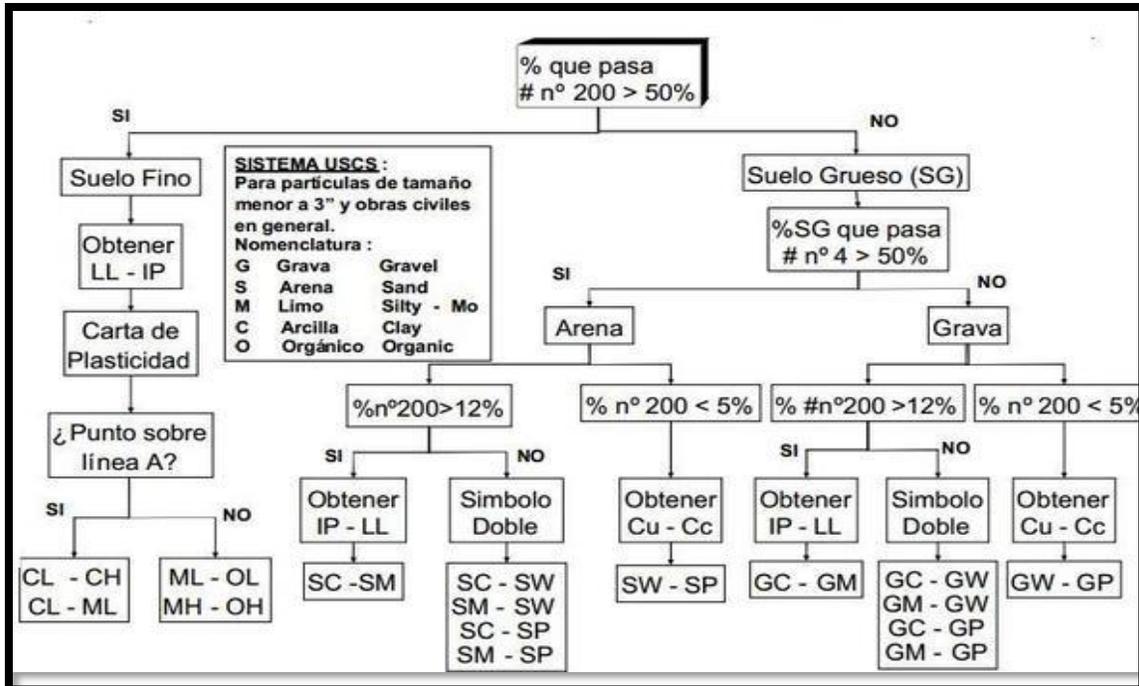


**Fuente:** Fundamentos de ingeniería Geotécnica, Braja M. Das. 15° edición.

### 2.2.3 Clasificación de Suelos.

Los datos obtenidos en el ensayo granulométrico y de límites de consistencia, nos permitirán clasificar el suelo en estudio de acuerdo a lo establecido en la siguiente figura.

**Figura 2.2 Clasificación Unificada de Suelos.**



**Fuente:** Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das. 15° Edición.

## **2.2.4 Ensayo de Penetración Estándar S.P.T.**

Nos permite determinar las características, espesor y estratificación de los materiales que se encuentran en el subsuelo, así como también permite conocer la resistencia a la penetración en función del número de golpes (N) de los diferentes estratos que conforman el subsuelo a diversas profundidades.

El conjunto de ensayos ya mencionados se realizará con el fin de conocer las propiedades mecánicas del terreno y consecuentemente determinar el tipo de fundación correcta que se empleará en el diseño estructural.

## **2.3 Materiales**

### **2.3.1 Hormigón Armado**

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

#### **2.3.1.1 Adherencia entre el Hormigón y el Acero.**

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

#### **2.3.1.2 Disposición de las Armaduras.**

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

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

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

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

### **2.3.1.3 Distancia entre Barras.**

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

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

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

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

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

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

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

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

#### 2.3.1.4 Doblado de las armaduras.

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

**Tabla 2.1 Diámetro Mínimo de Mandril para el Doblado de Barras**

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

**Fuente:** Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15<sup>o</sup> edición.

#### 2.3.1.5 Anclaje de las Armaduras.

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

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

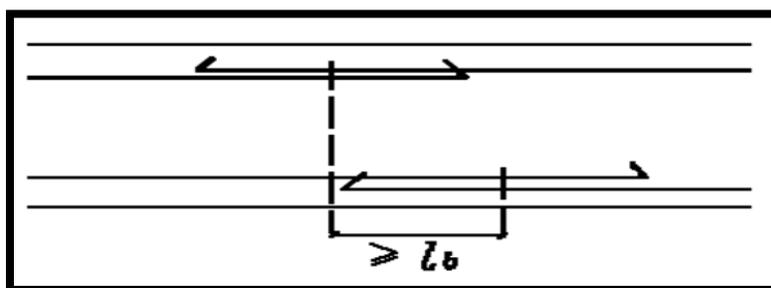
- Por la prolongación recta.
- Por gancho o patilla.
- Por armaduras transversales soldadas (caso de mallas, por ejemplo).
- Por dispositivos especiales

#### 2.3.1.6 Empalme de las Armaduras.

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

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

**Figura 2.3 Distancia  $l_b$**



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

### 2.3.1.6.1 Empalme por Solapo.

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

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

**Tabla 2.2 Valores de  $\alpha$**

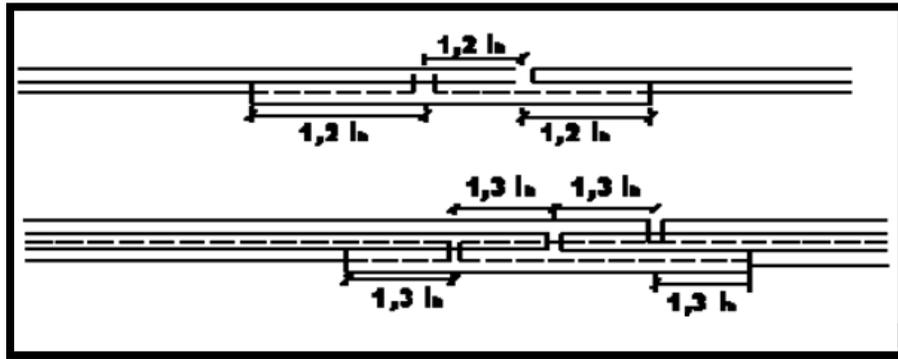
Distancia transversal "a" entre los dos (2) empalmes más próximos	Porcentaje de barras traslapadas trabajando a tracción, con relación a la selección total de acero					Barras traslapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20 %	25 %	33 %	50 %	> 50 %	
$\leq 10 \varnothing$	1,2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

**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87

### 2.3.1.6.2 Empalme por Solapo de Grupo de Barras.

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

**Figura 2.4 Empalmes por Traslapo de Grupo de Barras**



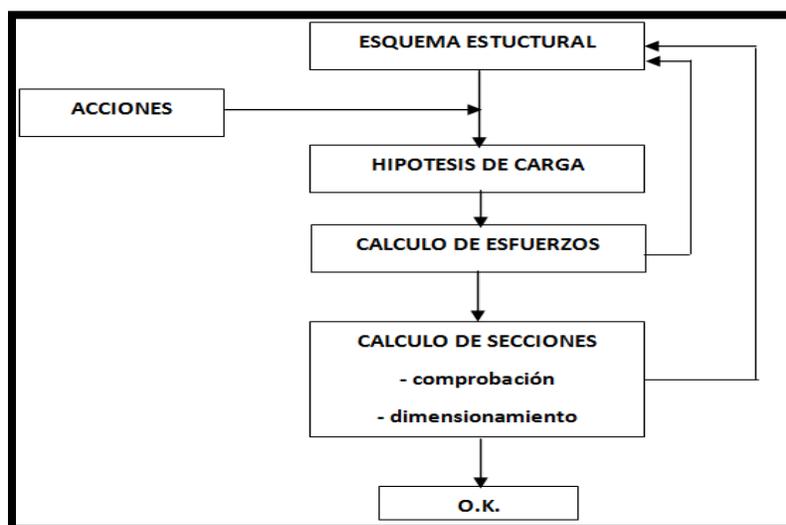
**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87

## 2.4 Diseño Estructural

### 2.4.1 Cálculo de Estructuras en general.

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

**Figura 2.5 Proceso de Cálculo de una Estructura.**

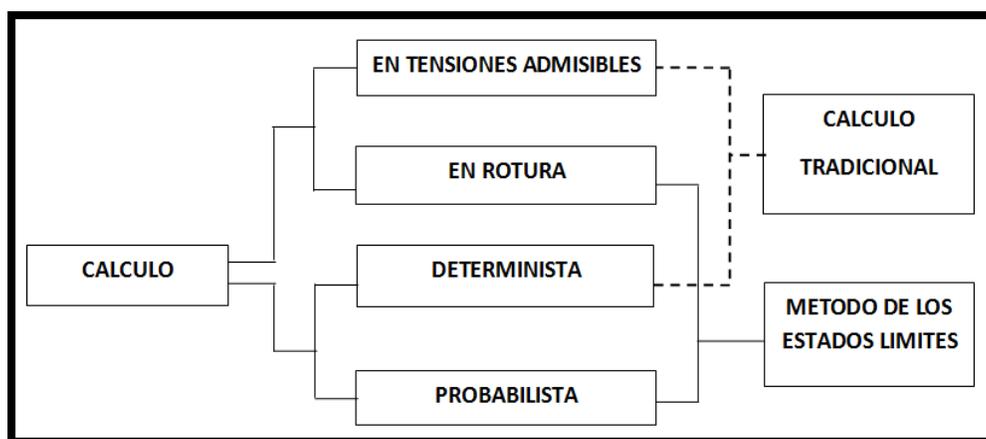


**Fuente:** Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15° edición.

## 2.4.2 Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado.

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

**Figura 2.6 Métodos de Cálculo del Hormigón Armado.**



**Fuente:** Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15<sup>o</sup> edición.

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

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

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

### 2.4.3 Bases de Cálculo.

#### 2.4.3.1 Coeficientes de Seguridad.

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

#### 2.4.3.2 Estados Límites Últimos.

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

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

#### 2.4.3.3 Estados Límites de Servicio.

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

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

#### 2.4.3.4 Hipótesis de Carga más Desfavorable.

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

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

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

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

Dónde:

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

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

Q<sub>eq</sub> = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W = Valor característico de la carga del viento.

W<sub>eq</sub> = Valor característico de la carga del viento, durante la acción sísmica.

W<sub>eq</sub> = En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará:  $W_{eq} = 0.25 \cdot W$

F<sub>eq</sub> = Valor característico de la acción sísmica” (Norma Boliviana CBH – 87, 1987, p.54).

#### **2.4.3.5 Comprobaciones que deben realizarse.**

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

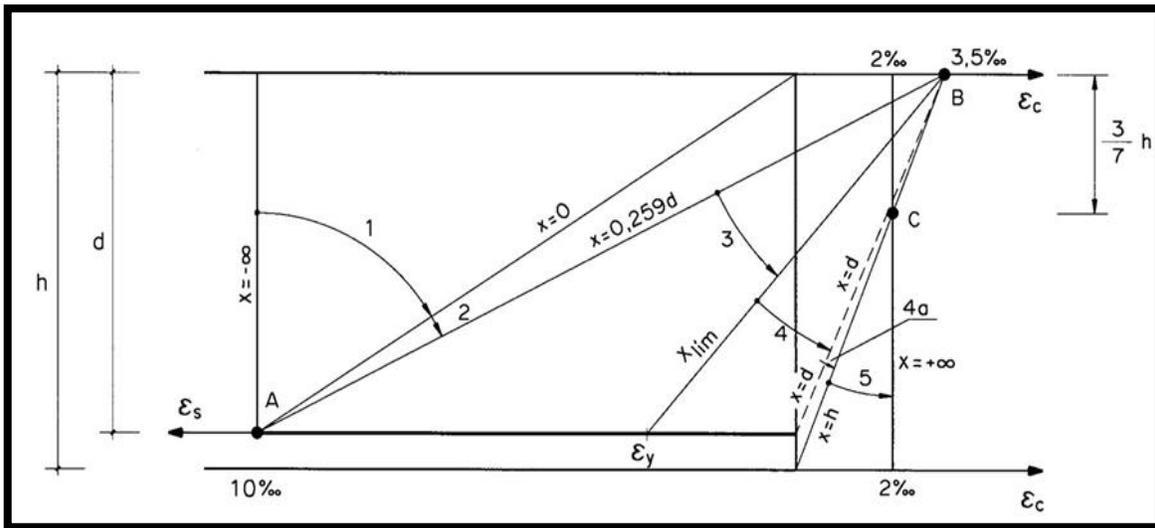
- Bajo cada hipótesis de carga, no se sobrepasan los estados límites últimos. Las hipótesis de carga se establecerán a partir de las acciones de cálculo.
- Bajo cada hipótesis de carga no se sobrepasan los estados límites de utilización. Las hipótesis de carga se establecerán a partir de las acciones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

#### **2.4.3.6 Cálculo en Estados Límites.**

##### **2.4.3.6.1 Dominios de Deformación.**

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

**Figura 2.7 Dominios de Deformación de las Secciones, en el Estado Límite Último de Agotamiento.**



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

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

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

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

Dominio 3.- Flexión simple o compuesta: La resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón:  $\epsilon_{cu} = 3.5$  por mil.

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

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

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

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

#### **2.4.4 Acciones.**

“Una acción es un conjunto de:

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

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

Las acciones se clasifican en dos (2) grupos:

- Acciones directas.
- Acciones indirectas.

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

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

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

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

#### **2.4.4.1 Valores Característicos de las Acciones.**

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

#### **2.4.4.2 Datos Generales para el Cálculo de las Solicitaciones.**

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

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

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

#### **2.4.5 Estructura de Sustentación de la Edificación.**

##### **2.4.5.1 Estructuras Complementarias (Losas Alivianadas).**

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

Altura de la losa:

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

Dónde:

h = Altura de la losa.

L = Longitud de cálculo de la vigueta pretensada.

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

Determinación de la altura del firme o capa de compresión

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

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

Deflexiones permisibles:

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

Dónde:

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

L = Longitud entre centros de apoyo.

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

**Tabla 2.3 Valores de la Relación Canto/Luz para los cuales no es Necesario Comprobar la Flecha**

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

*Caso 1: forjados que no han de soportar tabiques ni muros.*  
*Caso 2: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de yeso.*  
*Caso 3: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cal.*  
*Caso 4: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cemento.*

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

Esfuerzos admisibles:

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

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

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

Dónde:

$M_{max}$  = Momento máximo positivo.

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

$f_c$  = Resistencia de cálculo del hormigón.

Verificación de la sección.

Verificación de deflexiones:

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

Verificación de esfuerzos a flexión:

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

Verificación de esfuerzos cortante:

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

Cálculo de armadura de refuerzo:

$$M_d = 1.6 \cdot M$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

#### 2.4.5.2 Vigas.

Para el diseño de las vigas, se debe obtener los esfuerzos máximos generados en las mismas.

Los efectos máximos son los siguientes:

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

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

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

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

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

$b_w$  = Ancho de la pieza.

$d_1$  = Altura de recubrimiento mecánico.

$h$  = Altura total de la pieza.

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

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

Dimensionamiento de la pieza.

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

Armadura longitudinal: Calculamos el momento reducido de cálculo.

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

Sí:  $\mu_d < \mu_{\text{lim}}$

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

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

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

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

Dónde:

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

$b_w$  = Ancho del elemento que se analiza.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$\mu_d$  = Momento reducido de cálculo.

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

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

$j$  = Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

$r$  = Recubrimiento geométrico.

Con la cuantía geométrica mínima encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza:

$w_{smín}$  En función del tipo de acero estructural

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

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

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

**Tabla 2.4 Tabla universal para flexión simple.**

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

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

**Tabla 2.5 Cuantías geométricas mínimas.**

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

**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87

**Tabla 2.6 Valores límites.**

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

**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87

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

Cortante mayorado:  $V_d = 1.6 \cdot V$

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.

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

Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

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

Cortante último por agotamiento, por compresión oblicua del hormigón.

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

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

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

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

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

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

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

### 2.4.5.3 Columnas.

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

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

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

Datos necesarios.

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

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

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

$N_d$  = Fuerza normal de cálculo.

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

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

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

Dónde:

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

l = Longitud real del elemento considerado.

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

Comprobación de estructuras intraslacionales:

Pueden considerarse claramente intraslacionales, las estructuras porticadas provistas de muros o núcleos de contraviento, dispuestos en forma tal que absorban las fuerzas que

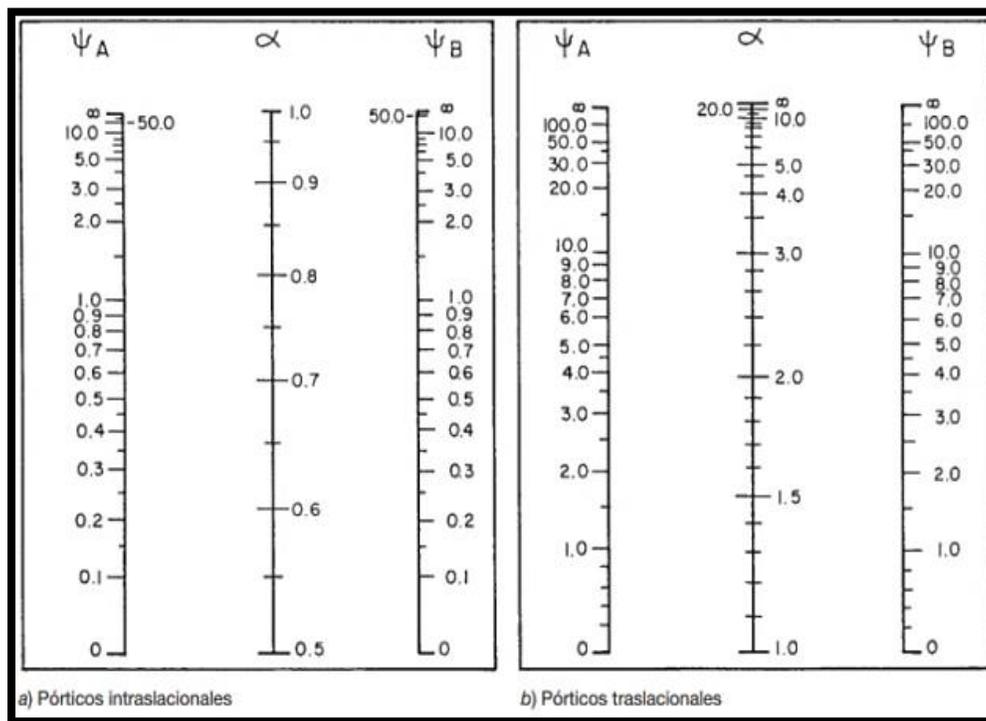
provocan los desplazamientos horizontales de la estructura y que aseguren además la rigidez torsional de ésta, cumpliendo la condición:

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

Dónde:

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

**Figura 2.8 Nomograma para coeficiente de pandeo.**



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

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

De la misma manera se calcula  $\psi_B$

Esbeltez geométrica:

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

Esbeltez mecánica:

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

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

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

Excentricidad de primer orden:

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

Excentricidad accidental:

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

Excentricidad de segundo orden:

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

Excentricidad final:

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

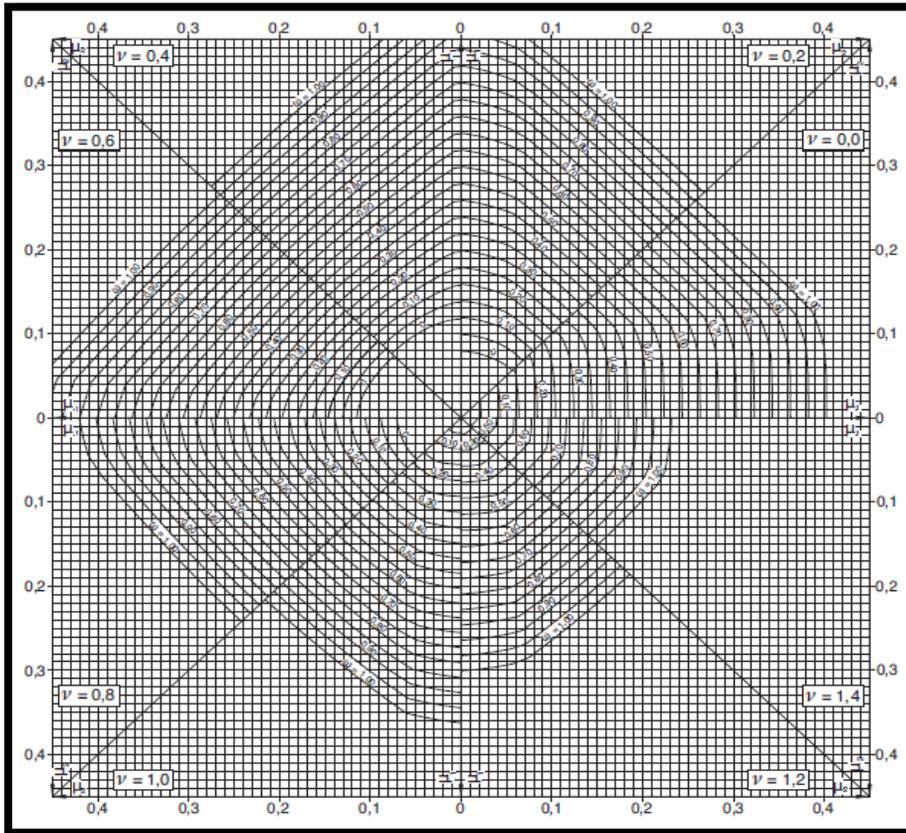
Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón:  $U_c = f_{cd} * A_c$

Determinación de los valores reducidos:

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

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

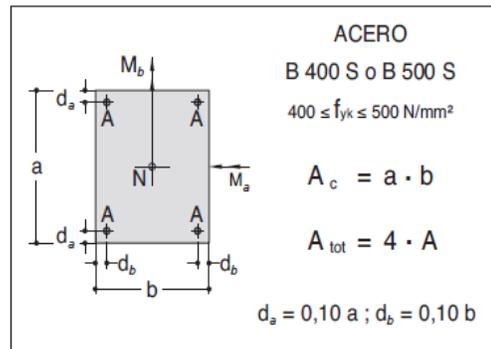
**Figura 2.9** Ábaco en roseta para flexión esviada.



$$\mu_a = \frac{M_{a d}}{A_c \cdot a \cdot f_{c d}} \quad \mu_b = \frac{M_{b d}}{A_c \cdot b \cdot f_{c d}}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{c d}} \quad \omega = \frac{A_{tot} \cdot f_{y d}}{A_c \cdot f_{c d}}$$

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



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

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

$$A_{s \text{ mín}} = 0.005 \cdot b \cdot h$$

$$A_s > A_{s \text{ mín}}$$

Cálculo de la armadura transversal de la columna.

El diámetro del estribo será:

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

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

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

## 2.4.6 Fundaciones.

### 2.4.6.1 Zapatas Aisladas.

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

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

#### 2.4.6.1.1 Dimensionamiento:

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

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

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

$$P. P._{\text{zapata}} = 0.05 \cdot N$$

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

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

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

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

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{N}{A} \pm \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

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

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

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

Dónde:

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

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

El  $\sigma_{\text{real}}$  puede ser el  $\sigma_{\text{máx}}$  ó el  $\sigma_{\text{adm}}$ .

Asumimos recubrimiento de la zapata de 0.05 m.

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

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

#### 2.4.6.2 Clasificación de Zapatas:

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

Donde:

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

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

$h$  = Canto total de la zapata

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

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

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

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

Calculando el peso propio con su peso específico

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

Entonces el nuevo peso total será:

$$N'' = N + PP$$

**Verificación en Tensiones Admisibles:**

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

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

**Cálculo de los Esfuerzos en Aristas de la Zapata como se muestra a continuación:**

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

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

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

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

**Verificación al vuelco:**

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

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

**Verificación al deslizamiento:**

Para suelos cohesivos:

$$c = \text{Coeficiente de cohesión} = 0.60 \text{ kg/cm}^2 = 0.06 \text{MPa}$$

$C_d$  = Valor de cálculo de la cohesión =  $0.5 * c$

$\gamma_2$  = Coeficiente de seguridad

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

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

**Determinación de la Armadura a flexión:**

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

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

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

• **Esfuerzos en X**

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

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

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

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

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

• **Esfuerzos en Y**

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

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

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

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

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

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

### Diseño a Flexión en X

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

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

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

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

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

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

#### Determinación de la armadura mínima: ( $A_s$ ) $w_{min}=0,0015$

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

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

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

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

#### Verificación a la Adherencia:

- En Dirección X

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

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

- En dirección Y

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

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

## **2.5 Estrategia para la Ejecución del Proyecto**

### **2.5.1 Especificaciones Técnicas**

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

Las especificaciones técnicas deben contener los siguientes puntos:

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

### **2.5.2 Precios Unitarios**

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

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

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



### 2.5.3 Cálculos Métricos

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

La planilla de cálculo métrico podrá tener la siguiente forma:

**Figura 2.11 Planilla de cálculos métricos.**

PLANILLA DE CÁLCULOS MÉTRICOS											
ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	N° de veces	LARGO	ANCHO	ALTO	AREA	VOLUMEN	PARCIAL	TOTAL	
				[m]	[m]	[m]	[m²]	[m³]			
1	PROV. Y COLOC. DE LETRERO DE OBRA										
<b>TOTAL</b>											
2	INSTALACIÓN DE FAENAS										
<b>TOTAL</b>											
3	LIMPIEZA Y DESBROCE										
<b>TOTAL</b>											
4	TRAZADO Y REPLANTEO										
<b>TOTAL</b>											

**Fuente:** Elaboración propia

### 2.5.4 Presupuesto

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

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

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

**Figura 2.12 Planilla de Presupuesto.**

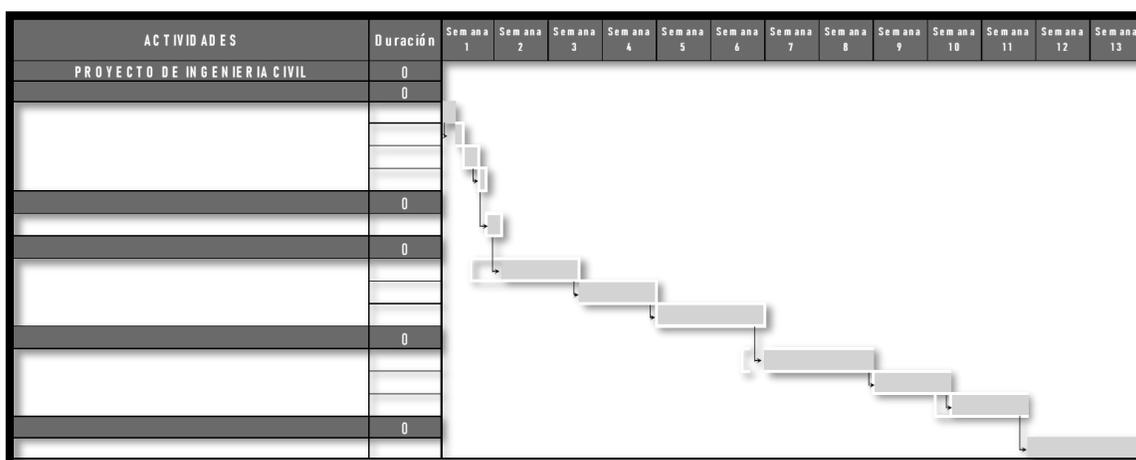
PRESUPUESTO POR ÍTEMES Y GENERAL DE LA OBRA (en Bolivianos)				Proyecto: CENTRO DE EMBALAJE DE UVA-URIONDO		
				Cliente: Sin nombre		
Item	Descripción	Unidad	Cantidad	Prec.Unit.	Literal	Prec. Total
<b>&gt; M01 - OBRAS PRELIMINARES</b>						<b>16,733.90</b>
1	Letrero de obras f.i.s.	pza	1.00	261.77	Doscientos Sesenta y Uno 77/100	261.77
2	Instalacion de faenas	m²	20.00	394.43	Trescientos Noventa y Cuatro 43/100	7,888.60
3	Limpieza de terreno y deshierve	m²	344.72	15.17	Quince 17/100	5,229.40
4	Replanteo y trazado	m²	344.72	9.73	Nueve 73/100	3,354.13
<b>&gt; M02 - ESTRUCTURA Y CIMENTACIÓN</b>						<b>871,818.79</b>
1	Excavacion (0-2 m.) s. semiduro	m³	67.72	84.00	Ochenta y Cuatro	5,688.48
2	Hormigon simple (1:2:3)	m³	1.69	1,023.43	Un Mil Veintres 43/100	1,729.60
3	Zapatas de h² a²	m³	10.41	3,119.13	Tres Mil Ciento Diecinueve 13/100	32,470.14
4	Sobrecimientos de h² c²	m³	9.90	1,099.65	Un Mil Noventa y Nueve 65/100	10,886.54

**Fuente:** Elaboración Propia

### 2.5.5 Planeamiento y Cronograma de Obra.

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

**Figura 2.13 Diagrama de Gantt**



**Fuente:** Elaboración propia

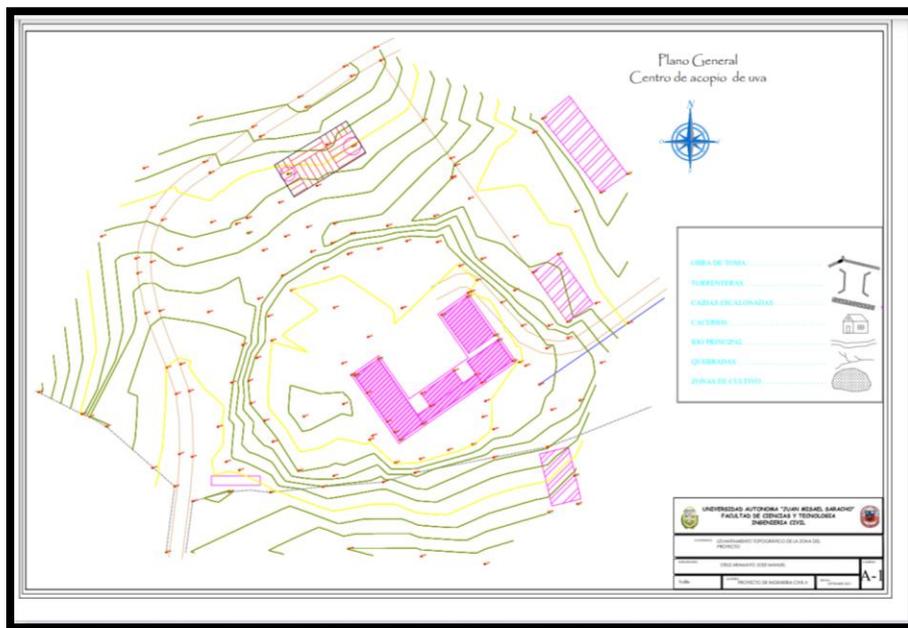
## CAPÍTULO III: INGENIERÍA DEL PROYECTO

### 3.1 Análisis del Levantamiento Topográfico

La información del levantamiento topográfico fue elaborada por cuenta propia, y al efectuar el procesamiento de datos en gabinete se obtuvo que el terreno en algunas secciones presenta desniveles considerables, pero en gran parte del terreno se muestra una topografía regular, el levantamiento del área de emplazamiento del proyecto se ve de manera detallada en el *Anexo-1*.

Cabe mencionar que la construcción del proyecto contempla un área de 827.00 m<sup>2</sup>, la cual en su totalidad contempla un bloque de infraestructura y dos tinglados.

**Figura 3.1 Levantamiento Topográfico (imagen referencial)**



**Fuente:** Elaboración Propia.

### 3.2 Análisis del Estudio de Suelos.

Se realizó el análisis del estudio de suelos en la zona que se llevara a cabo el emplazamiento de la obra de manera particular contratando los servicios de la Empresa

CONSUNION.S.R.L., mediante la topografía y una inspección de la zona se pudo definir la ubicación de los pozos para la realización del ensayo de SPT y posterior toma de muestras.

Tomando en cuenta la ubicación de la estructura dentro del área, a la vez al revisar la bibliografía se vio conveniente la elaboración de dos pozos; la excavación de los mismos se realizó con una retroexcavadora brindada por la subgobernación.

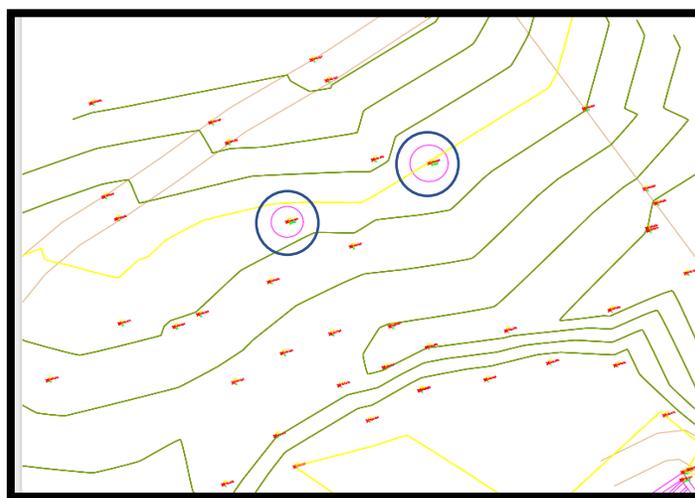
Como se mencionó anteriormente se realizó dos ensayos a profundidades de 2.00m, en el pozo N°1 se determinó un suelo Arcilloso de media Plasticidad con arena cuya capacidad portante fue de 0.245 MPa; Mientras que en el pozo N°2 el material encontrado fue Arcilloso con arena con una capacidad portante de 0.330Mpa.

El estudio de suelos se puede ver de manera más detallada en el **Anexo A-3** del presente proyecto.

Ubicación de los Pozos de sondeo

- 331978 E; 7598628 S; Zona 20 K; WGS-84. (Sondeo: S-01)
- 331991 E; 7598634 S; Zona 20 K; WGS-84. (Sondeo: S-02)

**Figura 3.2 Ubicación de los Pozos de Sondeo**



**Fuente:** Elaboración propia

### **3.2.1 Análisis de Perfiles Estratigráficos**

A continuación, se muestra el perfil litológico de cada pozo de sondeo, el cual nos va servir para realizar el análisis estratigráfico correspondiente.

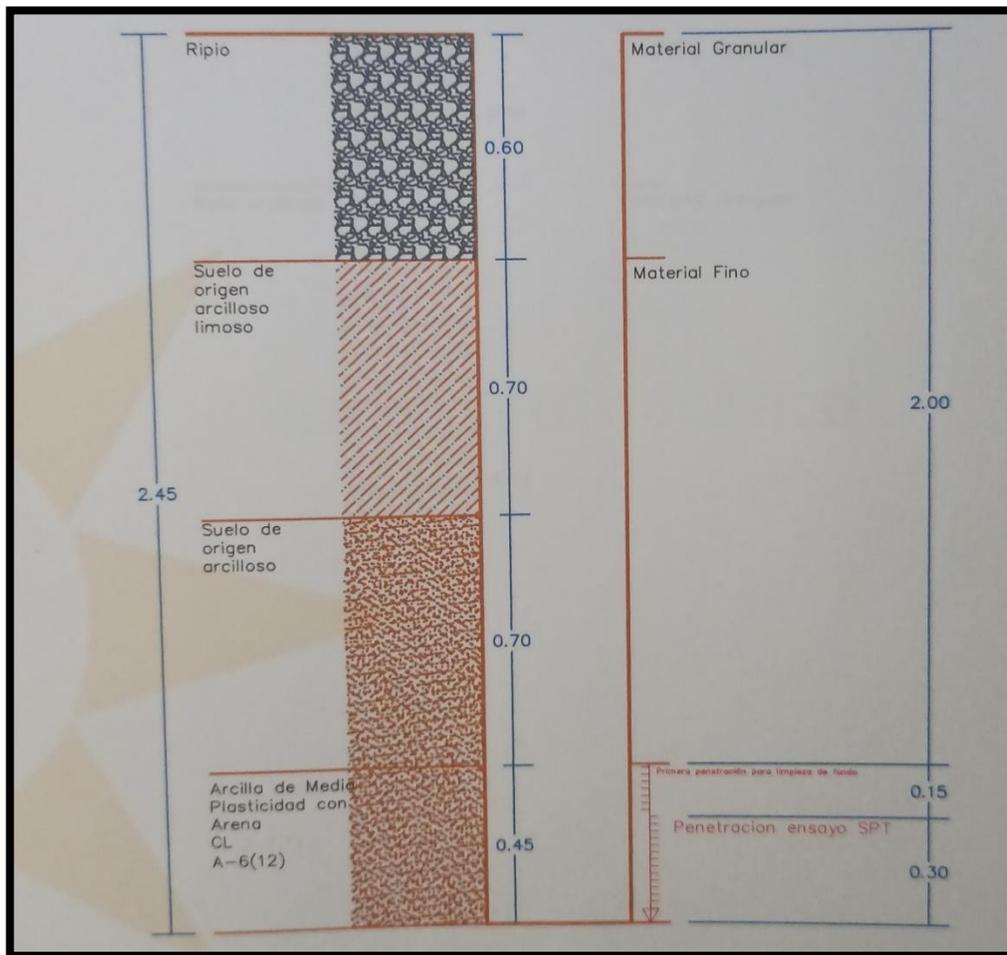
### Sondeo Pozo N°1:

El estrato N°1 se constituye de un material granular, con un espesor de 0,60m; Luego se encuentra una capa de suelo compuesto de material fino de origen arcilloso limoso, estrato N°2, mismo que tiene un espesor de 0,70m; Finalmente, el estrato N°3 se encuentra formado de material fino de origen arcilloso. Con un espesor de 0,70m.

No se encontró nivel freático en el pozo N°1, asimismo este tipo de material arcilloso de media plasticidad puede llegar a presentar grandes cambios de volumen cuando absorbe agua, lo cual si se humedece o seca sufre hinchamientos y contracciones perjudiciales.

Su comportamiento como suelo de fundación es de regular a bueno estando seco, malo cuando húmedo.

**Figura 3.3 Perfil Estratigráfico Pozo N°1**



**Fuente:** Informe CONSUNIÓN.S.R.L.

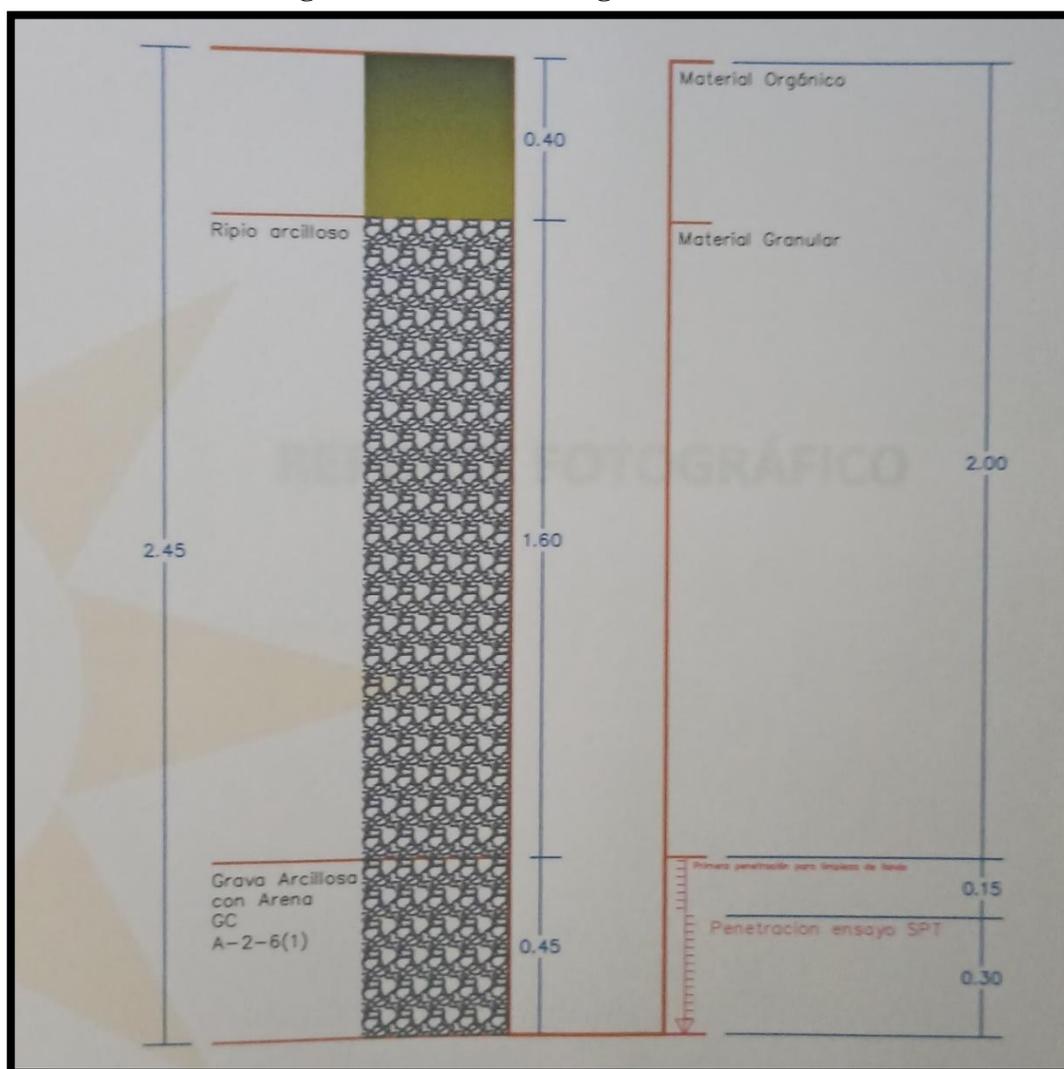
### Sondeo Pozo N°2:

El estrato N°1 se constituye de material orgánico, con un espesor de 0,40m; Luego se encuentra una capa de suelo compuesto de material granular-ripió arcilloso, estrato N°2, mismo que tiene un espesor de 1,60m; No se encontró nivel freático en este pozo.

Es un material granular en el que está formado por grava con una cantidad apreciable de partículas finas.

Su comportamiento como suelo de fundación es de bueno a excelente, estando tanto seco como húmedo.

**Figura 3.4 Perfil Estratigráfico Pozo N°2**



**Fuente:** Informe CONSUNIÓN.S.R.L.

### 3.2.2 Capacidad Portante mediante Métodos Teóricos

Para el caso de este proyecto se analizará el Método Teórico de Meyerhof:

#### Método de Meyerhof

El valor de capacidad de carga admisible del suelo se puede encontrar alrededor de los valores que se muestran en la tabla siguiente, esto sin tener en cuenta la cohesión. La ecuación aplicada es la de Meyerhof y es la siguiente:

$$R_d = N \frac{bef}{10} \left( C_{w1} + C_{w2} \frac{d}{bef} \right) Ri$$

En la cual se consideran los siguientes factores:

Cw1= 1,000; factor de influencia del N.F.

Cw2= 1,000; factor de influencia del N.F.

D= 2,000; profundidad de fondo de la zapata

Ri=0,250; factor de influencia de la carga [H/V]

bef= de 0,000 m. a 10,000 m según el cuadro siguiente:

**Tabla 3.1 Valores de capacidad portante según Meyerhof**

<i>bef</i>	<i>Rd Sondeo N°1</i>	<i>Rd Sondeo N°2</i>
0,00	0	0
1,00	1,2000	1,5000
2,00	1,6000	2,0000
3,00	2,0000	2,5000
4,00	2,4000	3,0000
5,00	2,8000	3,5000
6,00	3,2000	4,0000
7,00	3,6000	4,5000
8,00	4,0000	5,0000
9,00	4,4000	5,5000
10,00	4,8000	6,0000

**Fuente:** Elaboración Propia

## Método de Terzagui

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad de carga de cimentaciones superficiales, la cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad  $D_f$  de la cimentación es menor o igual al ancho de la misma. Utilizaremos un Factor de Seguridad de  $FS=5$ .

- Cimentación Cuadrada

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_y$$

**Tabla 3.2 Factores de capacidad de Carga modificados de Terzagui**

$\phi$	$N_c'$	$N_q'$	$N_y'$	$\phi$	$N_c'$	$N_q'$	$N_y'$
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

**Fuente:** Método de Terzagui

### Sondeo N°1

$C' = 106.50 \text{ kN/m}^2$ ; Valor de la Cohesión.

$\Phi' = 6.4$ ; Angulo de Fricción Interna.

$\gamma = 16.00 \text{ kN/m}^2$ ; Peso específico del material.

B= 1.000 m; Base de la Cimentación.

-Obtenemos los valores de los factores de Capacidad de Terzagui:

Interpolando tenemos que  $Nc' = 6.932$ ;  $Nq = 1.53$ ;  $Ny = 0.1112$

Df= de 0,000 m. a 2,000 m según el cuadro siguiente:

**Tabla 3.3 Valores de la Capacidad Portante según Método de Terzagui (Sond-1)**

N°	Df (m)	Qu (Kg/cm2)	Qp (Kg/cm2)
1	0.50	9.9269	1.9854
2	1.00	10.0596	2.0119
3	1.50	10.1922	2.0384
4	2.00	10.3248	2.0650

**Fuente:** Elaboración Propia

#### **Sondeo N°2**

$C' = 0.00$  kN/m<sup>2</sup>; Valor de la Cohesión

$\Phi' = 32.88$ ; Angulo de Fricción Interna.

$\gamma = 17.20$  kN/m<sup>2</sup>; Peso específico del material.

B= 1.000 m; Base de la Cimentación.

-Obtenemos los valores de los factores de Capacidad de Terzagui:

Interpolando tenemos que  $Nc' = 22.2424$ ;  $Nq = 10.5856$ ;  $Ny = 6.2228$

Df= de 0,000 m. a 2,000 m según el cuadro siguiente:

**Tabla 3.4 Valores de la Capacidad Portante según Método de Terzagui (Sond-2)**

N°	Df (m)	Qu (Kg/cm2)	Qp (Kg/cm2)
1	0.50	1.3649	0.2730
2	1.00	2.2932	0.4586
3	1.50	3.2215	0.6443
4	2.00	4.1498	0.8300

**Fuente:** Elaboración Propia

### **3.3 Análisis del Diseño Arquitectónico.**

En lo que respecta al análisis arquitectónico se pudo ver la disposición adecuada de las columnas que satisfagan tanto los criterios constructivos como estéticos.

### **3.4 Análisis, Cálculo y Diseño Estructural**

#### **3.4.1 Análisis de Cargas y Pre dimensionamiento**

El análisis de cargas actuantes en la estructura y el pre dimensionamiento tanto de las columnas, vigas y losas se muestra de manera detallada en el *Anexo A-3* del presente proyecto.

#### **3.4.2 Análisis de la Estructura Porticada**

##### **3.4.2.1 Resistencias Usadas para el Análisis**

La estructura será analizada utilizando un hormigón H-21, acero AH-500, bajo la Norma de Hormigón Estructural de Bolivia, CBH-87.

$f_{ck} = 21$  MPa (Resistencia característica del hormigón)

$f_{yk} = 500$  MPa (Resistencia característica del Acero)

Coefficientes de Mayoración y Minoración según Norma:

$$\gamma_s = 1.15 \quad \gamma_c = 1.50 \quad \gamma_m = 1.60$$

##### **3.4.2.2 Verificación Manual de los Elementos Críticos de la Estructura Porticada**

En el presente proyecto se realizó la comprobación de los siguientes elementos estructurales:

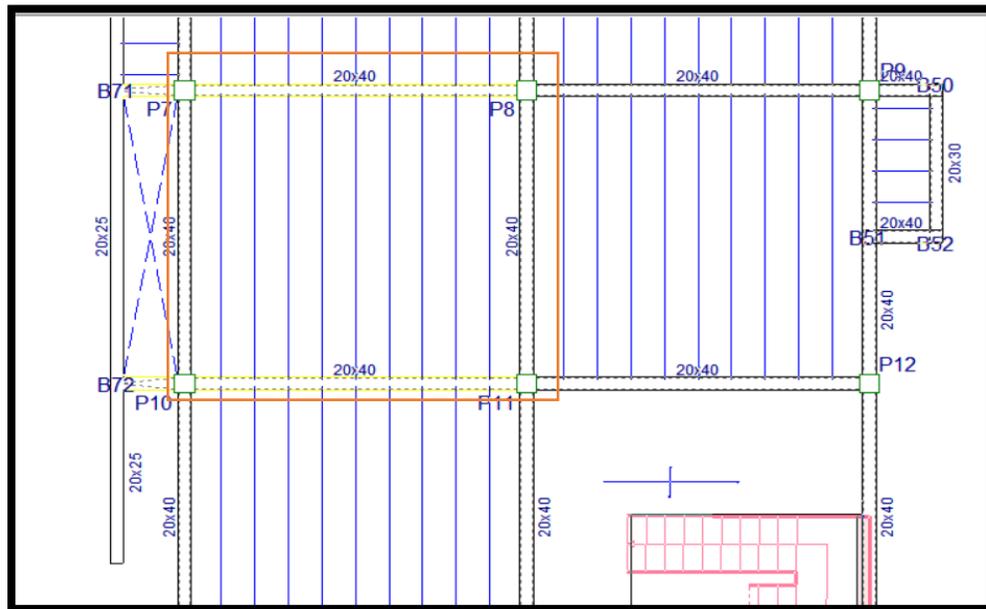
- Verificación de la losa alivianada
- Verificación de una viga
- Verificación de una columna
- Verificación de una zapata
- Verificación de Escalera

#### **3.4.3 Cálculo y Diseño Estructural**

##### **3.4.3.1 Diseño de Losa Alivianada**

La verificación se realizará a la losa correspondiente al vano comprendido entre las columnas: P7, P8, P10 y P11. la que se encuentra señalada en la figura

**Figura 3.5 Vista en planta de la losa de vigueta a verificar**

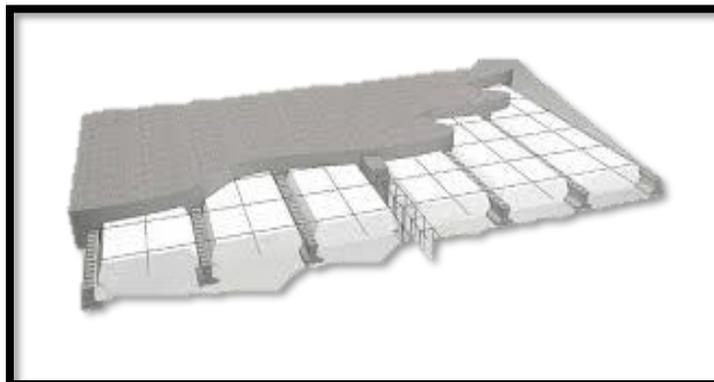


**Fuente:** CYPECAD

La losa alivianada o también denominada forjado unidireccional está formada por:

- Viguetas pretensadas
- Complemento aligerante de plastoformo
- Losa superior de hormigón

**Figura 3.6 losa alivianada referencial**



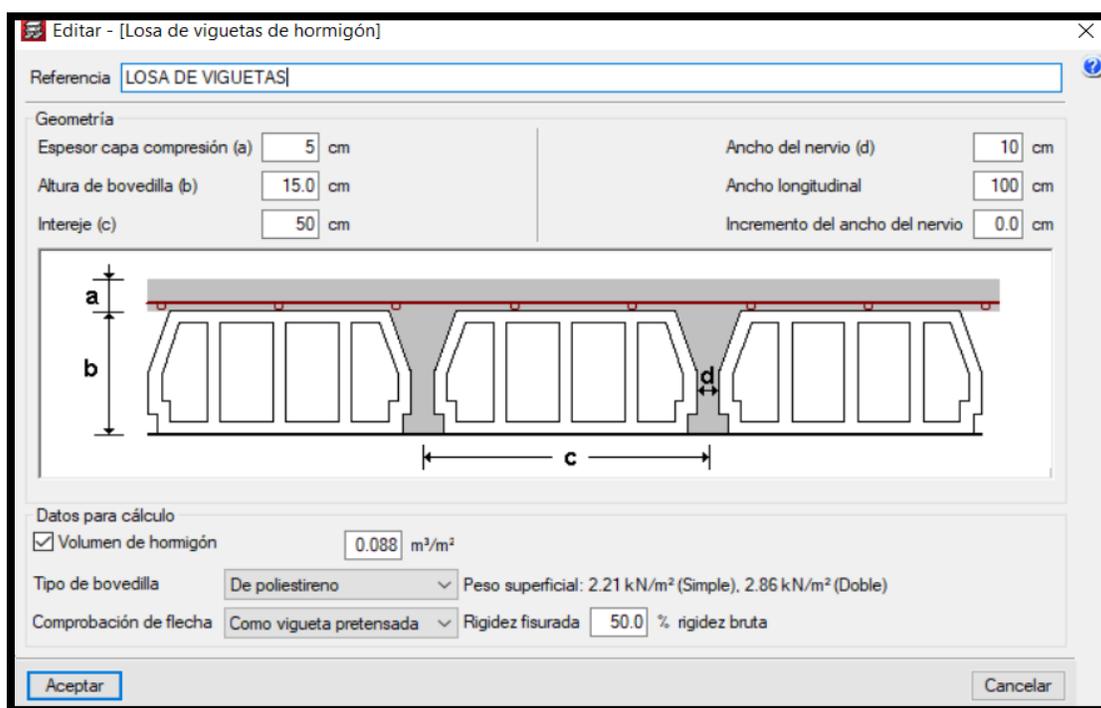
**Fuente:** Elaboración Propia

### 3.4.3.1.1 Dimensionamiento y Diseño de la Losa Alivianada

#### Altura de la Losa:

El peralte "H" de losas alivianadas armadas en una dirección, en casos de tener sobrecargas normales, del orden de 3 – 3.5 MPa, pueden dimensionarse tomando en cuenta la luz máxima de las losas. En el caso de luces entre 4 y 5.50 m, se puede usar losas con un  $H = 25\text{cm}$ , altura que toma en cuenta 5cm de la losa superior y la altura del plastroformo. La altura, en estas condiciones, permite que la losa sea rígida y estable.

**Figura 3.7 Dimensiones de losa de viguetas pretensadas**



**Fuente:** CYPECAD

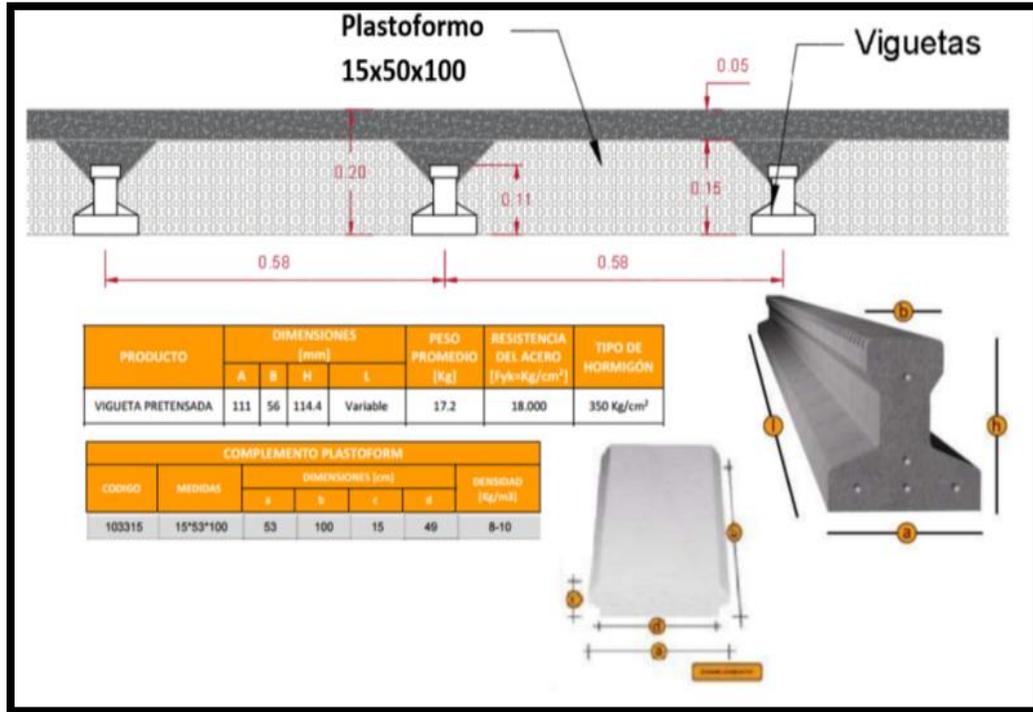
- **Disposición de Viguetas:**

De acuerdo con la ficha técnica de viguetas Concretec, una distancia entre viguetas que permite buena capacidad resistente de las losas es  $D = 50\text{cm}$ .

- **Complemento Plastroformo:**

Para el presente diseño se utilizará los complementos de plastroformo Concretec.

**Figura 3.8 Dimensionamiento de Losa Alivianada**



**Fuente:** Catálogo CONCRETEC

- **Análisis de la Losa.** La losa a ser calculada es un forjado aligerado, de viguetas pretensadas con bovedilla de plastoformo (U16).

Datos:

$$a = 25 \text{ cm mitad del ancho del complemento}$$

$$h = 20 \text{ cm canto de la bovedilla}$$

La losa de análisis corresponde a la losa 7 del primer piso con 9 viguetas.

Solución:

### 3.4.3.1.2 Altura de la Carpeta de Compresión:

$$h_0 = 3 \text{ cm} \geq \frac{1}{6} a \quad . h_0 \geq \frac{1}{6} 25 = 4.166$$

Se asume una carpeta de compresión de 5 cm:

$$5 \text{ cm} \geq 4.166 \text{ cm} \geq 3 \text{ cm} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Comprobación de la flecha:

**Tabla 3.5 Valores de la Relación Canto/Luz para los cuales no es necesario**

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

Caso 1: forjados que no han de soportar tabiques ni muros.  
 Caso 2: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de yeso.  
 Caso 3: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cal.  
 Caso 4: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cemento.

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

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{20}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{20} \quad \frac{H}{L} = \frac{0.25}{4.00} \quad \frac{1}{20} = 0.05$$

$$0.0625 \geq 0.05 \quad \text{OK CUMPLE}$$

Armadura de reparto:

**Tabla 3.6 Área de la Sección de Armadura de Reparto.**

Espesor de la losa de hormigón $h_o$ , en cm	Área de la sección de armadura de reparto $A_s$ , en $cm^2/m$ , con acero del tipo			
	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
≤ 4	1,00	0,52	0,44	0,37
6	1,50	0,79	0,66	0,55
8	2,00	1,05	0,88	0,73
10	2,50	1,31	1,10	0,90

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

Para:  $h_o = 5cm$                        $A_s = 0.55 cm^2/m$

Refuerzo con las dimensiones mínimas de malla:

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6cm)^2 \cdot 4 = 1.13 cm^2$$

$$1.13 cm^2 > 0.55cm^2$$

$$\phi 6c / 25cm$$

Armadura transversal de reparto:

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

$$\frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} = \frac{50 \cdot 5cm}{434.783MPa} = 0.575cm^2 / m$$

$$\frac{200}{f_{yd}} = \frac{200}{434.783MPa} = 0.459cm^2 / m$$

$$A_s = 0.575 cm^2/m$$

Refuerzo:

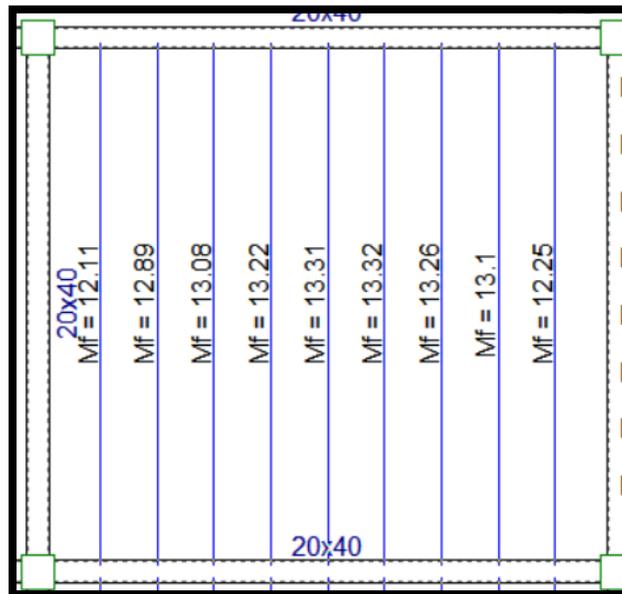
$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6cm)^2 \cdot 4 = 1.13cm^2$$

$$1.13cm^2 > 0.575cm^2$$

$$\phi 6c / 25cm$$

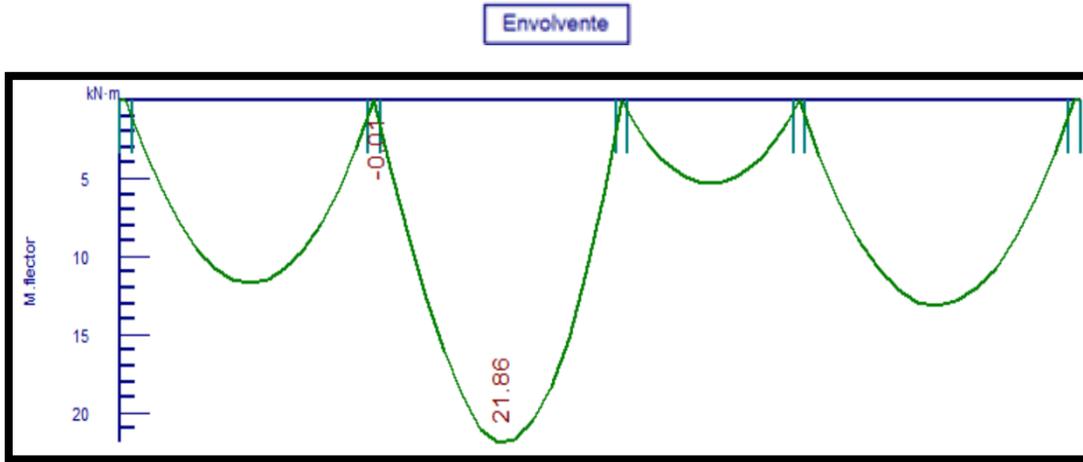
### 3.4.3.1.3 Verificación del Momento Último Resistente de la Vigueta.

Figura 3.9 Vista en planta de la vigueta más solicitada en la losa



Fuente: CYPECAD.

**Figura 3.10 Diagrama de Envolverte de Momentos en la Losa más Solicitada.**

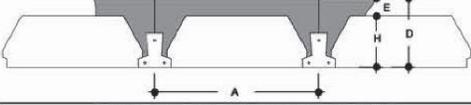


**Fuente:** CYPECAD.

De la figura 3.8 podemos obtener el dato del máximo momento solicitado que es de 2186 kg\*m. El mismo debe ser comparado con el momento admisible de la vigueta, dato disponible en el catálogo de Pretensa:

**Figura 3.11 Momentos flectores admisibles para complementos de EPS.**

**Momentos flectores admisibles para complementos de EPS**  
Losas Aliviadas **PRETENSA**



EJE ENTRE VIGUETAS (A) cm	TIPO DE EPS	ESPORES			PESO PROPIO kg/m <sup>2</sup>	COMPONENTES DE LA LOSA		VOLUMEN HORMIGON m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	TIPOS DE VIGUETAS SEGUN PRODUCCION ESTANDAR MOMENTOS ADMISIBLES							
		H cm	E cm	D cm		VIGUETAS ml/m <sup>2</sup>	EPS placas/m <sup>2</sup>		Tipo 1 kg/m	Tipo 2 kg/m	Tipo 3 kg/m	Tipo 4 kg/m	Tipo 5 kg/m	Tipo 6 kg/m	Tipo 7 kg/m	Tipo 8 kg/m
40	PB 10/100/34	10	5	15	176	2.50	2.50	0.057	639	927	1,032	1,286	1,532	1,853	1,986	2,446
50	PB 10/100/44				160	2.00	2.00	0.056	512	743	827	1,031	1,229	1,487	1,594	1,965
60	PB 10/100/54				158	1.67	1.67	0.055	427	620	690	860	1,026	1,241	1,332	1,642
40	PB 12/100/34	12	5	17	196	2.50	2.50	0.065	749	1,081	1,201	1,505	1,789	2,158	2,313	2,858
50	PB 12/100/44				181	2.00	2.00	0.062	600	866	962	1,206	1,435	1,731	1,855	2,295
60	PB 12/100/54				171	1.67	1.67	0.060	500	722	803	1,007	1,197	1,445	1,549	1,917
40	PB 15/100/34	15	5	20	210	2.50	2.50	0.071	914	1,311	1,455	1,835	2,175	2,617	2,802	3,478
50	PB 15/100/44				193	2.00	2.00	0.067	732	1,050	1,165	1,470	1,743	1,949	2,247	2,790
60	PB 15/100/54				181	1.67	1.67	0.064	610	875	972	1,226	1,454	1,751	1,875	2,330
40	PB 17/100/34	17	5	22	230	2.50	2.50	0.079	1,025	1,464	1,624	2,054	2,431	2,922	3,128	3,890
50	PB 17/100/44				208	2.00	2.00	0.073	820	1,173	1,300	1,646	1,948	2,343	2,508	3,121
60	PB 17/100/54				194	1.67	1.67	0.069	684	978	1,085	1,373	1,626	1,955	2,093	2,605
40	PB 20/100/34	20	5	25	263	2.50	2.50	0.093	1,100	1,504	1,678	2,084	2,497	3,081	3,367	4,200
50	PB 20/100/44				235	2.00	2.00	0.084	952	1,357	1,503	1,900	2,257	2,700	2,890	3,616
60	PB 20/100/54				217	1.67	1.67	0.079	794	1,131	1,254	1,592	1,882	2,260	2,419	3,018
40	PB 22/100/34				289	2.50	2.50	0.103	1,300	1,848	2,047	2,603	3,074	3,687	3,943	4,922
60	PB 22/100/54				234	1.67	1.67	0.086	867	1,233	1,366	1,739	2,054	2,464	2,636	3,293
40	PB 25/100/34	25	5	30	306	2.50	2.50	0.111	1,465	2,078	2,300	2,933	3,459	4,145	4,432	5,541
50	PB 25/100/44				270	2.00	2.00	0.098	1,173	1,663	1,842	2,349	2,771	3,321	3,551	4,442
60	PB 25/100/54				246	1.67	1.67	0.090	978	1,387	1,536	1,958	2,311	2,770	2,962	3,706

**Fuente:** Catálogo PRETENSA.

Finalmente, tendremos que:

$$M_{solicitada} < M_{admissible}$$

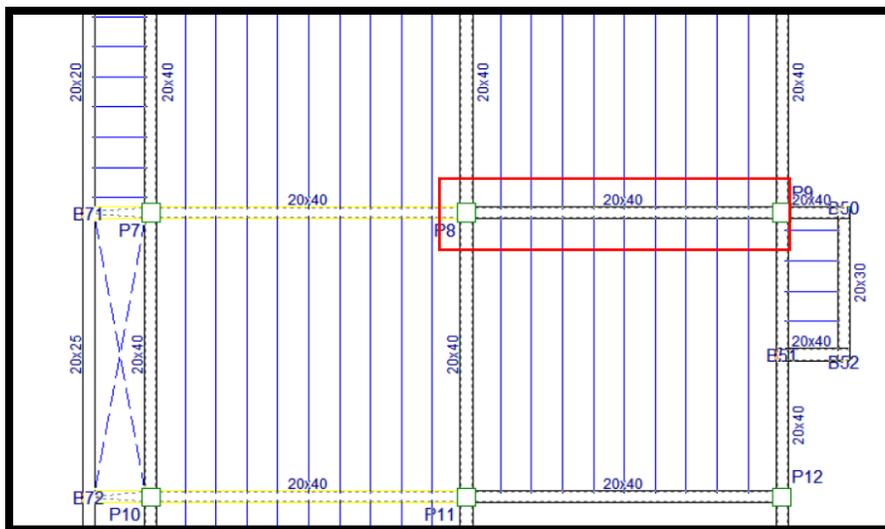
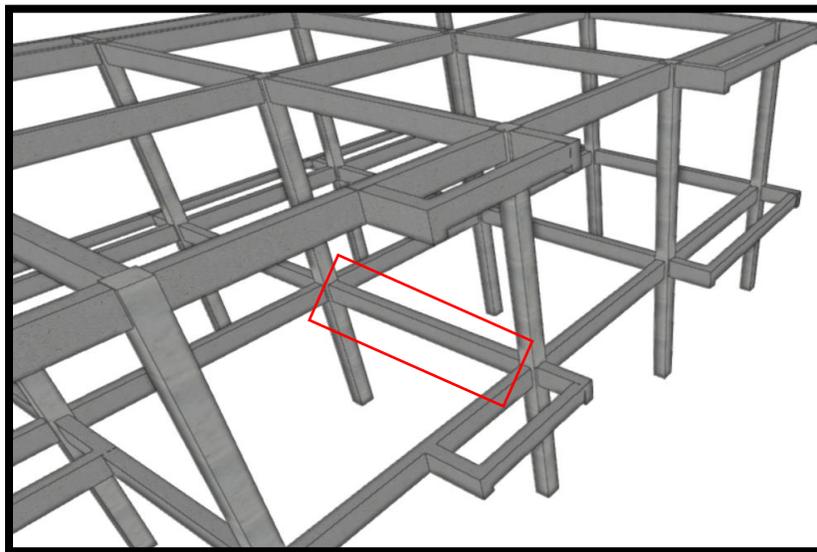
$$2186 \text{ Kg} \cdot \text{m}/\text{m} < 2709 \text{ Kg} \cdot \text{m}/\text{m} \quad \text{¡Cumple!}$$

### 3.4.3.2 Verificación del Diseño Estructural de la Viga

Para la comprobación se eligió la Viga N° 19, ubicada entre la columna C8 y la columna C9, por ser uno de los elementos más solicitados.

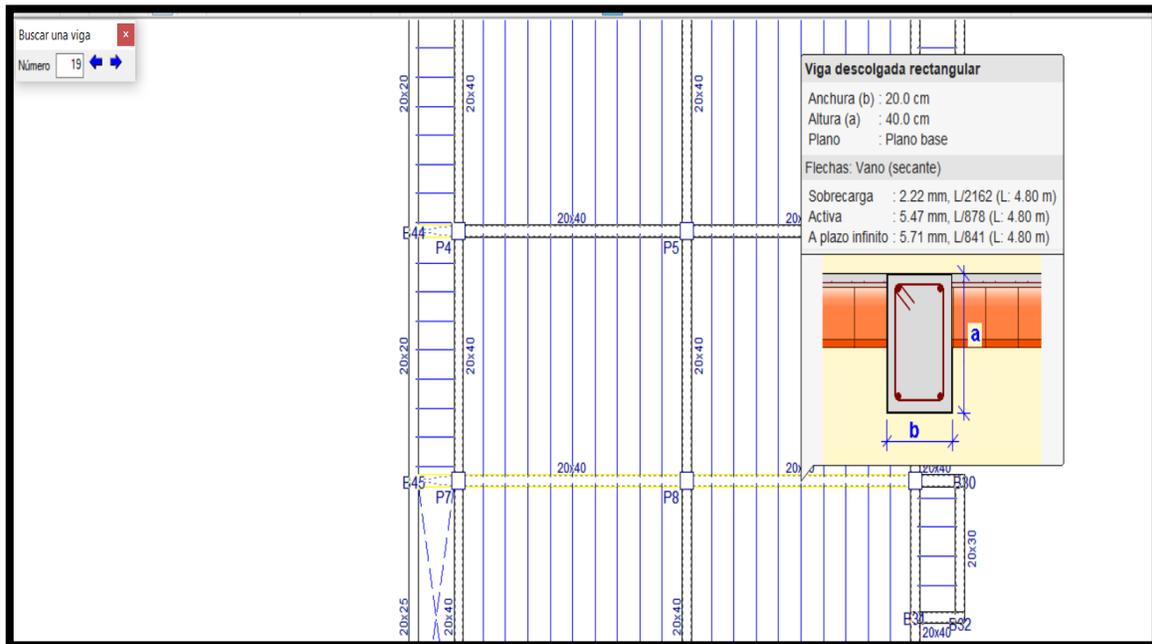
Estos elementos estructurales se encuentran en el primer piso, del Pórtico N°16, como se lo puede observar en la siguiente figura.

**Figura 3.12 Ubicación de la viga N°19**



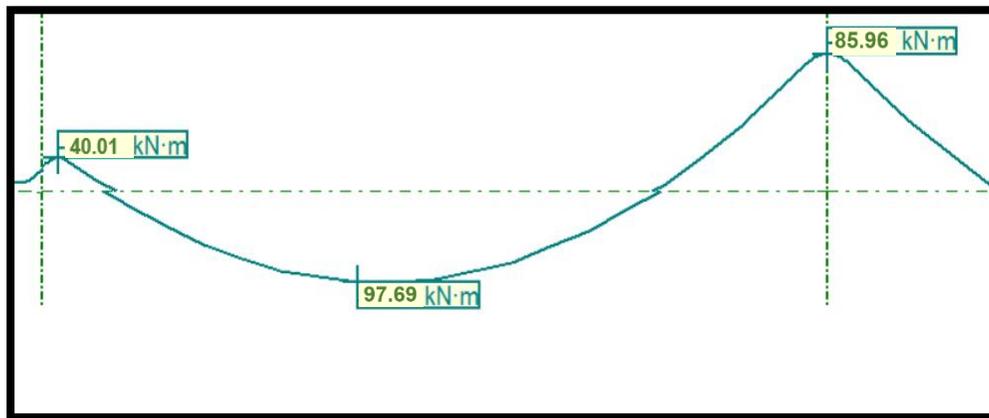
Fuente: CYPECAD

**Figura 3.13 Ubicación de la Viga N° 19 (Vista en Planta)**



Fuente: Elaboración propia, Cypecad

**Figura 3.14 Momentos actuantes en la Viga N° 19**



Fuente: Cypecad, diagrama de momentos

Comprobación de la armadura longitudinal positiva, con los siguientes datos:

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\gamma_m = 1.60$$

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

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

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

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$M_d = 97.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b_w = 0.20 \text{ m}$$

$$r_g = 0.025 \text{ m} \quad \rightarrow \quad r_m = r_{\min} + \phi_{\text{transv}} + \frac{\phi_{\text{princi}}}{2} + \Delta$$

$$d = 0.359 \text{ m según el pre dimensionamiento} \quad r_m = 2.5 + 0.6 + \frac{2.0}{2} + 1$$

$$h = 0.40 \text{ m} \quad r_m = 4.1 \text{ cm}$$

Dónde:

$F_{ck}$  = Resistencia del hormigón a compresión.

$F_{yk}$  = Límite elástico característico del acero.

$M_d$  = Momento mayorado de cálculo.

$h$  = Canto total de la sección rectangular ( $d + r_m$ ).

$b_w$  = Ancho

$r_g$  = Recubrimiento geométrico.

$r_m$  = Recubrimiento mecánico.

$d$  = Altura útil.

$\gamma_c$  = Coeficiente de minoración para el hormigón.

$\gamma_s$  = Coeficiente de minoración para el acero.

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

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

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

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

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_d = \frac{97.69 \cdot 1000^2}{200 \cdot 359^2 \cdot 14}$$

$$\mu_d = 0.2707 \text{ DOMINIO "3"}$$

Entonces:

$\mu_{lim} = 0.2961$  valor obtenido en función al tipo de acero 500 MPA

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

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

Con:  $\mu_d = 0,2707$  se obtiene una cuantía mecánica de  $W_s = 0.3250$

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

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 0.3250 * 20 * 35.9 * \frac{14}{434.782}$$

$$A_s = 7.513 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * d \quad A_{s \text{ min}} = 0.0028 * 20 * 35.9$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.010 \text{ cm}^2$$

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

Se escogerá el área  $A_s = 7.513 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro:  $\phi = 16 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s \phi 16} = 2.011 \text{ cm}^2$ , con una armadura de refuerzo de  $\phi = 20 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s \phi 20} = 3.141 \text{ cm}^2$  entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 16}} \quad N^\circ \text{ de barras} = \frac{7.513}{3.141}$$

$N^\circ \text{ de barras} = 2.3$  barras entonces 2 Barras

$$A_{sT} = N^\circ \text{ barras} * A_{s \phi 16} + N^\circ \text{ barras} * A_{s \phi 20}$$

$$A_{s \phi T} = 2 * 3.141 + 1 * 2.011 \quad A_{s \phi T} = 8.293 \text{ cm}^2$$

Dónde:  $8.293 \text{ cm}^2 > 7.237 \text{ cm}^2$  Cumple!!!!.

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

Adoptando un diámetro de 16 mm.

$$S = \frac{b_w - 2 * \theta_{est} - N^{\circ}barras * \theta_{long} - 2 * r_g}{N^{\circ}barras - 1}$$

$$s = \frac{20 - 2 * 0.6 - 2 * 2 - 1 * 1.6 - 2 * 2.5}{4 - 1}$$

$$s = 3.90 \text{ cm}$$

**Se usará: 2Φ20 + 1 Φ 16mm, con separaciones entre barras de 3.90 cm**

### Comprobación de la armadura longitudinal negativa en columna P5

$$M_d = 85.96 \text{ kN*cm}$$

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

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} \quad \mu_d = \frac{85.96 * 1000^2}{200 * 359^2 * 14}$$

$$\mu_d = 0.2382$$

$\mu_{lim} = 0.2961$  valor obtenido en función al tipo de acero 500 MPA

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

Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) del cuadro 13.3 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con:  $\mu_d = 0.2382$  se obtiene una cuantía mecánica de  $W_s = 0.2779$

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

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 0.2779 * 20 * 35.9 * \frac{14}{434.783}$$

$$A_s = 6.425 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * d \quad A_{s \text{ min}} = 0.0028 * 20 * 35.9$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.010 \text{ cm}^2$$

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

Se escogerá el área  $A_s = 6.425 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro:  $\emptyset = 12$  mm con un área de  $A_{s\ \emptyset 12} = 1.131$  cm<sup>2</sup>, con una armadura de refuerzo de  $\emptyset = 20$  mm con un área de  $A_{s\ \emptyset 20} = 3.141$  cm<sup>2</sup> entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\ \emptyset 12}} \quad N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{6.231}{2.011}$$

$$N^{\circ} \text{ de barras} = 3.10 \text{ barras entonces } 2 \text{ Barras}$$

$$A_{s_T} = N^{\circ} \text{ barras} * A_{s\ \emptyset 12} + N^{\circ} \text{ barras} * A_{s\ \emptyset 20}$$

$$A_{s_{\emptyset T}} = 1 * 1.131 + 2 * 3.141 \quad A_{s_{\emptyset T}} = 7.414 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dónde:} \quad 7.414 \text{ cm}^2 > 6.231 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!!!.}$$

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

Adoptando un diámetro de 16 mm.

s

$$= \frac{b_w - (N^{\circ} \text{ de barras}_{long} \Phi_{20}) * \emptyset - (N^{\circ} \text{ de barras}_{neg} \Phi_{12} - 1) * \emptyset - 2 * r_g - 2 * \theta_{est}}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{25 - 2 * 2.0 - 2 * 1.2 - 2 * 2.5 - 2 * 0.6}{4 - 1} = 4.10 \text{ cm}$$

Usar: 1 $\Phi$ 12 mm + 2 $\Phi$ 20 mm, con separaciones entre barras de 4.10 cm

### Comprobación de la armadura longitudinal negativa en la columna C2.

$$M_d = 40.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} \quad \mu_d = \frac{41.01 * 1000^2}{200 * 35.9^2 * 14}$$

$$\mu_d = 0.1109$$

Entonces:  $\mu_{lim} = 0.2961$  valor obtenido en función al tipo de acero 500 MPA

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

Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) del cuadro 13.3 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con:  $\mu d = 0.1109$  se obtiene una cuantía mecánica de  $W_s = 0.1187$

- **Determinación de la armadura: ( $A_s$ )**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 0.1187 * 20 * 35.9 * \frac{14}{434.783}$$
$$A_s = 2.744 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \text{ min}} = w_{\text{min}} * b_w * d \quad A_{s \text{ min}} = 0.0028 * 20 * 35.9$$
$$A_{s \text{ min}} = 2.0104 \text{ cm}^2$$

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

Se escogerá el área  $A_s = 2.744 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro:  $\emptyset = 12 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s \phi 12} = 1.131 \text{ cm}^2$ , con una armadura de refuerzo de  $\emptyset = 16 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s \phi 16} = 2.011 \text{ cm}^2$  entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = 2 \phi 16$$

$$A_{s \phi 16} = 2 * 2.011$$

$$A_{s \phi 16} = 4.021 \text{ cm}^2$$

Con un area total de cálculo de:

$$A_T = 4.021 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$$4.021 \text{ cm}^2 > 2.744 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!!!}$$

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

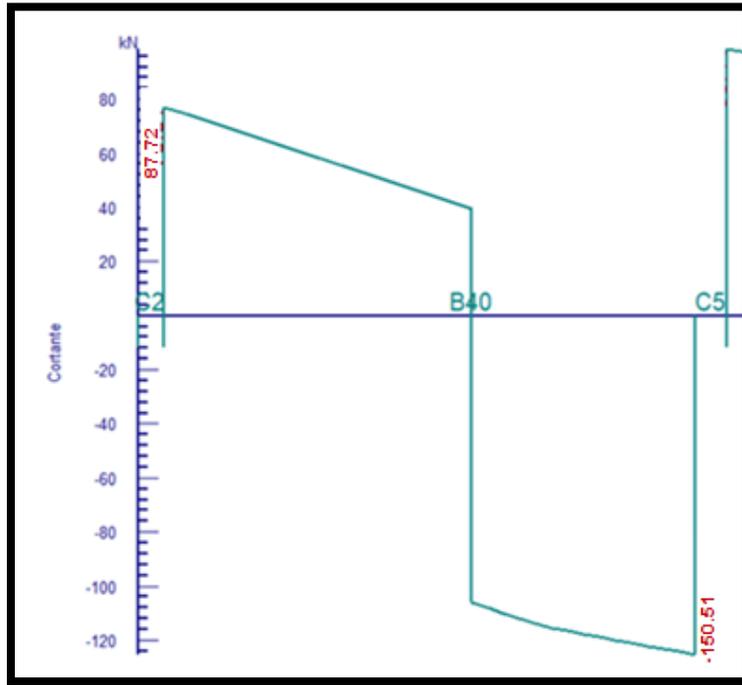
Adoptando un diámetro de 6 mm.

$$s = \frac{b_w - (N^{\circ} \text{ de barras}_{long} \Phi_{12}) * \emptyset - (N^{\circ} \text{ de barras}_{neg} \Phi_{10} - 1) * \emptyset - 2 * r_g - 2 * \theta_{est}}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$
$$s = \frac{25 - 2 * 1.2 - 2 * 1.0 - 2 * 2.5 - 2 * 0.6}{4 - 1} = 10.20 \text{ cm}$$

Usar: 2Φ16 mm, con separaciones entre barras de 10.20 cm

- Cálculo de la armadura transversal en el extremo de la Viga 19

Figura 3.15 Esfuerzo Cortante en la Viga N.º 19



Fuente: Cypecad Diagrama Esfuerzo cortante en vigas

- Cálculo de la armadura transversal en el extremo de la Viga N°19 al lado de la columna C5.

$$V_d = 150.51 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 14 \text{ MPa}$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$f_{yd} = 420 \text{ MPa}$$

$$b_w = 0.20 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 1.5 ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_f = 1.6$$

$$r_g = 0.025 \text{ cm}$$

$$d = 0.359 \text{ m}$$

El cortante mayorado (cortante de cálculo) será:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} \quad f_{vd} = 0,5 * \sqrt{14} \quad f_{vd} = 0.592 \text{ MPa}$$

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

$$V_{cu} = 0.592 * 0.20 * 0.359 \quad V_{cu} = 42.48 \text{ kN}$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad \text{No cumple}$$

$$150.51 \text{ kN} \leq 42.48 \text{ kN} \quad (\text{¡no cumple!!}) \quad \text{Necesita armadura transversal}$$

Como:  $V_d > V_{cu} = 150.51 \text{ kN} > 42.48 \text{ kN}$

Entonces:  $V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$

$$V_{ou} = 0,30 * 14 * 0.20 * 0.359$$

$$V_{ou} = 301.56 \text{ kN}$$

Se tiene:  $V_{cu} < V_d < V_{ou}$

$$42.48 \text{ kN} < 150.51 \text{ kN} < 301.56 \text{ kN}$$

Por lo tanto:  $V_{su} = V_d - V_{cu} = 150.51 \text{ kN} - 42.48 \text{ kN} = 108.03 \text{ kN}$

$$t = 100 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} \quad A_{st} = \frac{108.03 \text{ kN} * 100 \text{ cm}}{0,90 * 35.9 \text{ cm} * 420 \text{ MPa}}$$

$$A_{st} = 7.961 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo de la armadura mínima**

$$A_{st \text{ min}} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{st \text{ min}} = 0,02 * 20 \text{ cm} * 100 \text{ cm} * \frac{14 \text{ MPa}}{420.00 \text{ MPa}}$$

$$A_{st \text{ min}} = 1.333 \text{ cm}^2$$

Se asume el mayor:  $A_{st} = 7.961 \text{ cm}^2/\text{m}$

El diámetro del estribo será:

$$\Phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

$$6 \text{ mm} > \frac{1}{4} * 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

Se asumirá un  $\Phi 6 \text{ mm}$

Se tiene un área  $A=0.283 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ}\text{barras} = \frac{A_{st1 \text{ pierna}}}{2 * A \phi_{6\text{mm}}} \quad N^{\circ}\text{barras} = \frac{7.961}{2 * 0.283}$$

$$N^{\circ}\text{barras} = 14.08 \approx 16 \text{ barras}$$

$$A_{st} = N^{\circ}\text{barras} * A_{\phi_{6\text{mm}}}$$

$$A_{st} = 16 * 0.283 * 2 \quad A_{st} = 9.048 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria obtenemos:

$$e = 100/14.08 = 7.1032 \text{ cm}$$

Entonces se usará cada 10 cm

Por lo tanto, se utilizará:  $9.048 \text{ cm}^2 > 7.961 \text{ cm}^2$  ok

Se utilizará: Para 240 cm  $16 \phi_{6\text{mm}} \text{ c}/10 \text{ cm}$

- **Cálculo de la armadura transversal en el extremo de la Viga 17 al lado de la columna C2.**

$$f_{cd} = 14 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 420 \text{ MPa}$$

$$V_d = 87.72 \text{ kN}$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$b_w = 0.20 \text{ m}$$

$$r_g = 0.025 \text{ m}$$

$$d = 0.359 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 1.5 ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_f = 1.6$$

**El cortante mayorado (cortante de cálculo) será:**

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} \quad f_{vd} = 0.5 * \sqrt{14}$$

$$f_{vd} = 0.592 \text{ MPa}$$

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

$$V_{cu} = 0.592 * 0.20 * 0.359 \quad V_{cu} = 42.48 \text{ kN}$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad \text{No cumple}$$

$87.72 \text{ kN} \leq 42.48 \text{ kN}$  (¡no cumple!!) Necesita armadura transversal

Como:  $V_d > V_{cu} = 87.72 \text{ KN} > 42.48 \text{ KN}$

Entonces:  $V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$   $V_{ou} = 0,30 * 14 * 0.20 * 0.359$

$$V_{ou} = 301.56 \text{ kN}$$

Se tiene:  $V_{cu} < V_d < V_{ou}$

$$42.48 \text{ kN} < 87.72 \text{ kN} < 301.56 \text{ kN}$$

Por lo tanto:  $V_{su} = V_d - V_{cu} = 87.72 \text{ kN} - 42.48 \text{ kN} = 45.34 \text{ kN}$

$$t = 100 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} \quad A_{st} = \frac{45.34 \text{ kN} * 100 \text{ cm}}{0,90 * 35.9 \text{ cm} * 420 \text{ MPa}}$$

$$A_{st} = 3.341 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo de la armadura mínima**

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

$$A_{st \text{ min}} = 0,02 * 20 \text{ cm} * 100 \text{ cm} * \frac{14 \text{ MPa}}{420.00 \text{ MPa}}$$

$$A_{st \text{ min}} = 1.333 \text{ cm}^2$$

Se asume el mayor:

$$A_{st} = 3.341 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El diámetro del estribo será:

$$\Phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

$$6 \text{ mm} > \frac{1}{4} * 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

Se asumirá un  $\Phi 6 \text{ mm}$

Se tiene un área  $A=0.283 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ}\text{barras} = \frac{A_{st1 \text{ pierna}}}{A_{\phi 6\text{mm}}} \quad N^{\circ}\text{barras} = \frac{3.341}{2 * 0.283}$$

$$N^{\circ}\text{barras} = 5.91 \approx 6 \text{ barras}$$

$$A_{st} = N^{\circ}\text{barras} * A_{\phi 6\text{mm}}$$

$$A_{st} = 6 * 0.283 \quad A_{st} = 3.393 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria obtenemos:

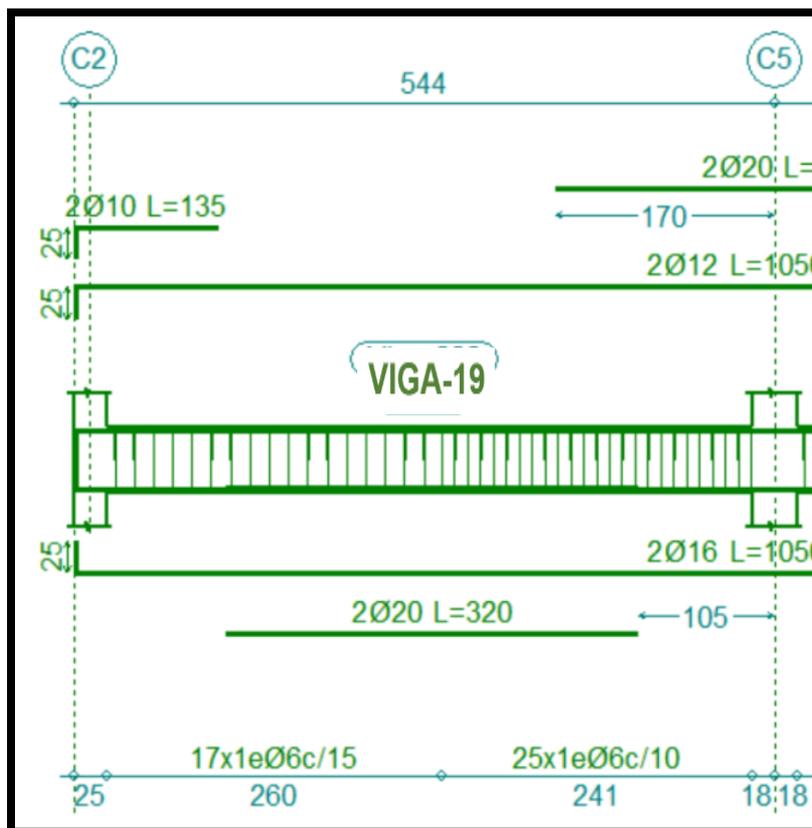
$$e = 100/3.341 = 16.924 \text{ cm, entonces se usará cada } 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se utilizará:

$$3.393 \text{ cm}^2 > 3.341 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$$

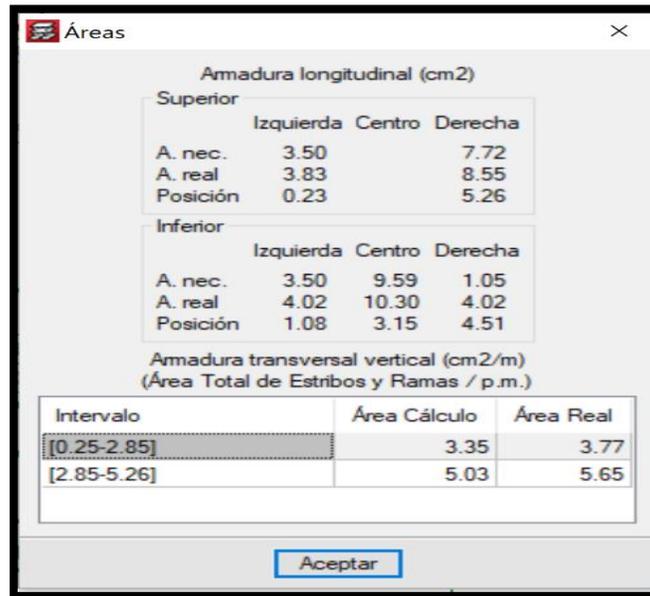
Se utilizará: Para 1.00 m  $6 \Phi 6\text{mm c}/15 \text{ cm}$

**Figura 3.16 Disposición de Armadura en la Viga N°19**



**Fuente:** Elaboración propia

**Figura 3.17 Áreas Solicitadas en la Viga N°19**



Fuente: Cypecad

**Comentarios y conclusiones de los resultados:**

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la viga, son muy similares a los del programa CYPECAD (Ver Tabla 3.5). Por otro lado, los resultados constructivos son prácticamente iguales en ambos casos (Ver Tabla 3.4)

**Tabla 3.7 Comparación del armado constructivo realizado de forma manual y en Cypecad v.2020 respecto a la Viga N°19**

	Armadura Negativa Izquierda (cm <sup>2</sup> )	Armadura Positiva (cm <sup>2</sup> )	Armadura Negativa Derecha (cm <sup>2</sup> )	Armadura cortante Izquierdo (cm <sup>2</sup> )	Armadura cortante Derecho (cm <sup>2</sup> )
CYPECAD	4.021	8.293	7.4141	3.45	7.961
MANUAL	4.021	8.293	7.4141	3.45	7.691
VARIACION	0%	0%	0%	0%	0%

Fuente. Elaboración propia

**Tabla 3.8 Comparación del cálculo de armadura manual y en Cypecad v.2020 respecto a la viga N° 19**

	Armadura negativa izquierda cm <sup>2</sup>	Armadura positiva cm <sup>2</sup>	Armadura negativa derecha cm <sup>2</sup>	Armadura cortante izquierda cm <sup>2</sup>	Armadura cortante derecha cm <sup>2</sup>
CYPECAD	2.80	7.55	6.50	3.450	7.18
MANUAL	2.744	7.513	6.425	3.393	7.068
% DE VARIACION	-2.041%	-0.492%	-1.167%	-1.68%	-1.58%

**Fuente.** Elaboración propia.

### Verificación del Estado Limite de Servicio (E.L.S.)

Deformación Máxima

Verificación del Estado Limite de Servicio (EHE-08 Apartado 50.2.2)

$$y_{E.L.S.} = y_{instantanea} + y_{diferida}$$

Longitud de Viga Analizada= 4.80 m

Sección Transversal= 20cm x 40cm= 800cm<sup>2</sup>

### Módulo de Elasticidad de los Materiales

$E_c = 342600 \text{ kg/cm}^2$  (Tabla 5.1.6 CBH-87)

$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$  (CBH-87 Apartado 5.2.5)

### Relación entre Módulos de Elasticidad.

$$\frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{342600 \text{ kg/cm}^2} = 6.130$$

Inercia de la Sección Homogenizada

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.20 \times 0.40^3}{12} = 0.0010667 \text{ m}^4$$

### Carga actuante en la viga

Peso Propio:  $g = 0.20 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 2500 \text{ kg/m}^3 = 200 \text{ Kg/m}$

Carga de Muro:  $q = 500 \text{ kg/m} \rightarrow q_t = 500 \text{ kg/m} + 200 \text{ kg/m} = 700 \text{ kg/m}$ .

**Deformación Instantánea (y inst.):**

$$y_{inst} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E \times I} \quad (\text{CBH} - 87 \text{ Apartado } 8.5.2)$$

$$y_{inst} = \frac{5}{384} \times \frac{700 \text{ kg/m} \times (4.80)^4}{(2.1 \times 10^{10} \text{ kg/m}^2) \times 0.0010667 \text{ m}^4}$$

$$y_{inst} = 0.0022 \text{ m} = 0.216 \text{ cm}$$

**Deformación Diferida (y dif.):**

$$y_{dife.} = \lambda \times y_{instantanea} \quad (\text{CBH} - 87 \text{ Apartado } 8.5.2)$$

Deformación del Hormigón ( $\lambda$ ):

$$\lambda = \frac{\varepsilon}{1 + 50\rho'} \quad (\text{EHE} - 08 \text{ Apartado } 50.2.2.3)$$

Cuantía geométrica armadura en compresión:  $\rho' = 0$

**Deformación por Retracción del hormigón en masa ( $\varepsilon$ )**

$$\varepsilon = \varepsilon_1 \times \varepsilon_2 \times \beta \quad (\text{CBH} - 87 \text{ Apartado } 5.1.7)$$

Coefficiente de retracción del Hormigón

$$\varepsilon_1 = 32 \times 10^{-5} \quad (\text{CBH} - 87 \text{ Tabla } 5.1.7)$$

$$\varepsilon_2 = 0.70 \times \frac{e + 16}{e + 8}$$

$$\text{Coeficiente } \alpha = 1.5 \quad (\text{CBH} - 87 \text{ Tabla } 5.1.7)$$

Perímetro en contacto con la atmosfera:  $u = 80 \text{ cm}$

Espesor Ficticio ( $e$ ):

$$e = \alpha \times \frac{2 \times A}{u} = 1.5 \times \frac{2 \times 800}{80} = 30 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_2 = 0.7 \times \frac{30 + 16}{30 + 8} = 0.847$$

Coefficiente ( $\beta = 1$ ) (Para tiempo en E.L.S.) (CBH-87 figura 5.1.7.b)

$$\varepsilon = 32 \times 10^{-5} \times 0.847 \times 1 = 0.00027$$

Deformación del Hormigón( $\lambda$ )

$$\lambda = \frac{0.00027}{1 + 50 \times 0} = 0.00027$$

Deformación Máxima de la viga (y E.L.S.)

$$y_{E.L.S} = y_{instantanea} + y_{diferida}$$

$$y_{E.L.S} = y_{instantanea} + \lambda \times y_{instantanea}$$

$$y_{E.L.S} = 0.256 + 0.00027 \times 0.256$$

$$y_{E.L.S} = 0.2561cm$$

Deformación Máxima permisible (EHE-08 Apartado 50.1)

$$y_{Max} = \frac{L}{300} \text{ ó } \frac{L}{500} + 1$$

$$y_{Max} = \frac{480}{300} \text{ ó } \frac{480}{500} + 1$$

$$y_{Max} = 1.6 \text{ ó } 1.96$$

$$y_{Max} = 1.6cm$$

**Figura 3.17 Comprobaciones de Flecha en E.L.S.**

<b>Comprobaciones de flecha</b>				
<b>Vigas</b>	<b>Sobrecarga (Característica)</b> $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim} = L/350$	<b>A plazo infinito (Cuasipermanente)</b> $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = \text{Mín.}(L/300, L/500+10.00)$	<b>Activa (Característica)</b> $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/400$	<b>Estado</b>
B36 - P20	$f_{i,Q}$ : 0.00 mm $f_{i,Q,lim}$ : 2.14 mm	$f_{T,max}$ : 0.07 mm $f_{T,lim}$ : 5.00 mm	$f_{A,max}$ : 0.03 mm $f_{A,lim}$ : 3.75 mm	<b>CUMPLE</b>
P7 - P8	$f_{i,Q}$ : 2.10 mm $f_{i,Q,lim}$ : 13.71 mm	$f_{T,max}$ : 5.50 mm $f_{T,lim}$ : 16.00 mm	$f_{A,max}$ : 5.25 mm $f_{A,lim}$ : 12.00 mm	<b>CUMPLE</b>
P8 - P9	$f_{i,Q}$ : 2.22 mm $f_{i,Q,lim}$ : 13.71 mm	$f_{T,max}$ : 5.71 mm $f_{T,lim}$ : 16.00 mm	$f_{A,max}$ : 5.47 mm $f_{A,lim}$ : 12.00 mm	<b>CUMPLE</b>

**Fuente:** Cypecad

## Verificación de Resultados (cm)

$$y_{Max} \geq y_{E.L.S}$$

$$1.6 \text{ cm} \geq 0.2561 \text{ cm} \text{ Cumple;}$$

$$y_{cypecad} = 0.571 \text{ cm}$$

$$y_{E.L.S} = 0.25 \text{ cm}$$

### Comentarios y Conclusiones de los Resultados:

Los resultados obtenidos de la flecha en comprobaciones en Estados Limites de Servicio (E.L.S), de manera manual son similares a los obtenidos mediante el Cypecad, podemos decir que la variación se debe a que en algunos casos el paquete estructural del Cypecad se apega más al tema de la seguridad. Cabe mencionar que en ambos casos la Flecha cumple.

#### 3.4.3.3 Verificación del Diseño Estructural de la Columna

Los datos serán obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos pésimos (mayorados), correspondientes a la combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones, de la planta baja de la estructura. A continuación, se muestra la verificación del diseño de la columna P11, teniéndose los siguientes datos generales:

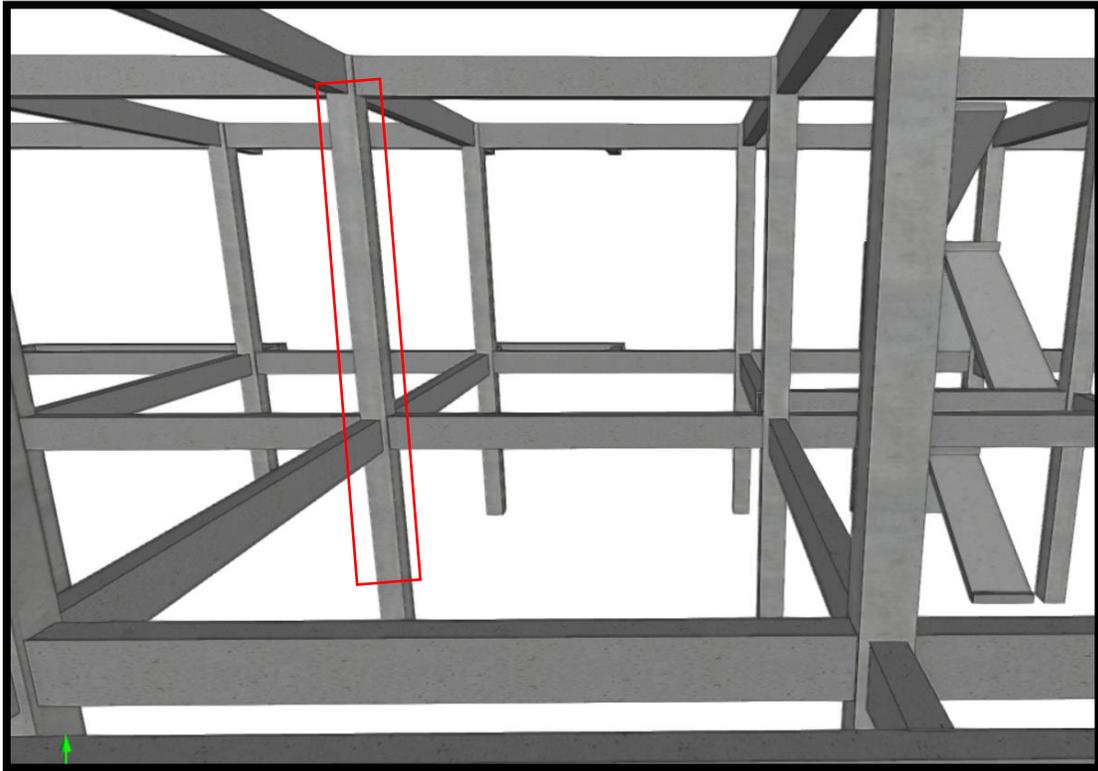
Esfuerzo normal de cálculo	Nd = 326.32 kN
Momento de cálculo en dirección x	Mdx = 12.63 kN*m
Momento de cálculo en dirección y	Mdy = 5.23 kN*m
Resistencia característica de H°A°	fck = 21 MPa
Resistencia característica de acero	fyk = 500 MPa
Recubrimiento geométrico	rg = 0.025 cm

Reducción de la resistencia de los materiales:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{21 \text{ MPa}}{1,5} * 0.90 \quad f_{cd} = 12.6 \text{ MPa}$$

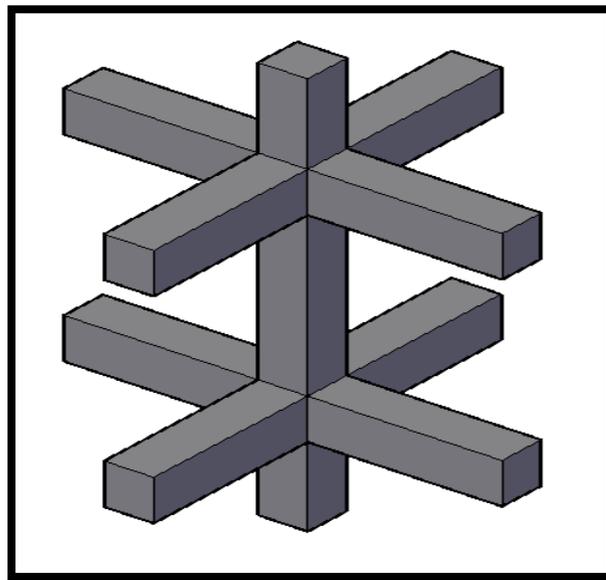
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} \quad f_{yd} = 434.783 \text{ MPa}$$

**Figura 3.18 Ubicación de la Columna más Solicitada en la Estructura.**



**Fuente:** Elaboración propia, Cypecad

**Figura 3.19 Esquema de la columna**



**Fuente:** Elaboración propia

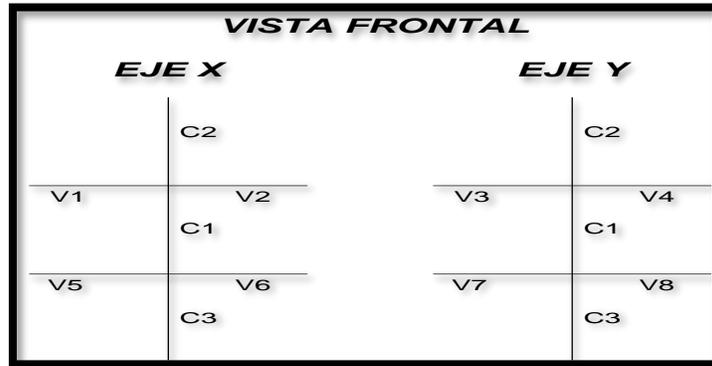
**Tabla 3.9 Características Geométricas de las Secciones que Concurrén a la Columna.**

Elemento	Longitud	b	h	Ix (cm <sup>4</sup> )	Iy (cm <sup>4</sup> )
	(cm)	(cm)	(cm)		
Columna P11 (C1)	330	30	30	67500	67500
Columna P11 (C2)	410	30	30	67500	67500
Columna P11 (C3)	140	30	30	67500	67500
Viga 16(C1)	529	20	40	106666.67	26666.67
Viga 11(C1)	470	20	40	106666.67	26666.67
Viga 78(C1)	541	20	40	106666.67	26666.67
Viga 24 (C3)	529	20	40	106666.67	26666.67
Viga 15(C3)	470	20	40	106666.67	26666.67
Viga 14(C3)	541	20	40	106666.67	26666.67

Fuente. Elaboración propia

**3.4.3.3.1 Determinación del Coeficiente de Pandeo:  $\psi_A$**

**Figura 3.20 Vista frontal de los elementos concurrentes en la columna.**



Fuente. Elaboración propia

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{cx1}}{I_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{I_{c2}}}{\frac{I_{vx1}}{I_{v1}} + \frac{I_{vx2}}{I_{v2}} + \frac{I_{vy3}}{I_{v3}} + \frac{I_{vy4}}{I_{v4}}}$$

$$\psi_{AX} = 1.200$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{cx1}}{I_{c1}} + \frac{I_{cx3}}{I_{c3}}}{\frac{I_{vx5}}{I_{v5}} + \frac{I_{vx6}}{I_{v6}} + \frac{I_{vy7}}{I_{v7}} + \frac{I_{vy8}}{I_{v8}}}$$

$$\psi_{BX} = 2.102$$

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{cy1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cy2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vy1}}{l_{v1}} + \frac{I_{vy2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vx3}}{l_{v3}} + \frac{I_{vx4}}{l_{v4}}}$$

$$\psi_{Ay} = 0.778$$

$$\psi_{By} = \frac{\frac{I_{cy1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cy3}}{l_{c3}}}{\frac{I_{vy5}}{l_{v5}} + \frac{I_{vy6}}{l_{v6}} + \frac{I_{vx7}}{l_{v7}} + \frac{I_{vx8}}{l_{v8}}}$$

$$\psi_{By} = 1.363$$

### Comprobación de estructuras intraslacionales

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

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

Dónde:

n = Número de plantas de la estructura

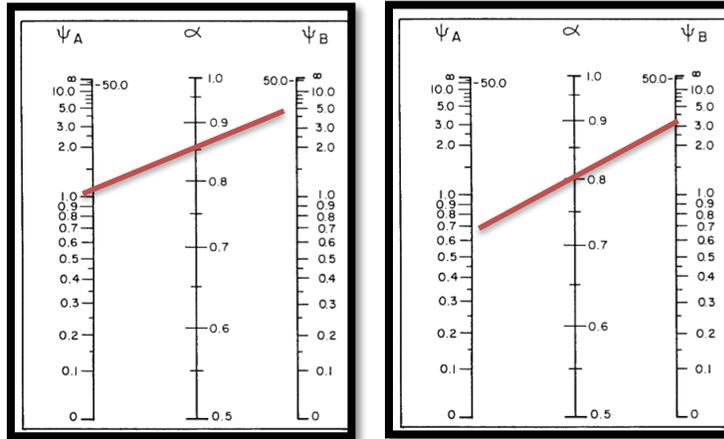
h = Altura total de la estructura, desde la cara superior de cimientos

$\Sigma N$  = Suma de reacciones en cimientos, con la estructura totalmente cargada, en estado de servicio.

$\Sigma EI$  = Suma de rigideces a flexión, de los elementos de contraviento, en la dirección considerada, tomando para el cálculo de “I”, la sección total no fisurada

Ingresando al Nomograma de pórticos intraslacionales debido a que la estructura no cuenta con muros de carga más si cuenta solo con muros de tabiquería y se realizó la verificación correspondiente donde:  $0.0109 \leq 0.2$  Cumple!!

**Figura 3.21 Nomograma para Cálculo de Pórticos Intraslacionales**



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

$$\alpha_x = \frac{0.64 + 1.4(\Psi_{AX} + \Psi_{BX}) + 3 * \Psi_{AX} * \Psi_{BX}}{1.28 + 2(\Psi_{AX} + \Psi_{BX}) + 3 * \Psi_{AX} * \Psi_{BX}} = 0.830$$

$$\alpha_y = \frac{0.64 + 1.4(\Psi_{AY} + \Psi_{BY}) + 3 * \Psi_{AY} * \Psi_{BY}}{1.28 + 2(\Psi_{AY} + \Psi_{BY}) + 3 * \Psi_{AY} * \Psi_{BY}} = 0.780$$

$$\alpha_x = 0.830 \quad L_{ax} = L_{c1} * K_x \quad L_{ax} = 4.00 * 0.830$$

$$L_{ax} = 3.321 \text{ m}$$

$$\alpha_y = 0.780 \quad L_{ay} = L_{c1} * K_y \quad L_{ay} = 4.00 * 0.780$$

$$L_{ay} = 3.120 \text{ m}$$

#### 3.4.3.3.2 Determinación de la Esbeltez Mecánica de la Columna:

$$\lambda_x = \frac{kx * l}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}}$$

$$\lambda_y = \frac{ky * l}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}}$$

$$\lambda_x = \frac{3.522 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0.001071875}{0.1050}}}$$

$$\lambda_y = \frac{3.333 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0.001071875}{0.1050}}}$$

$$\lambda_x = 34.859$$

$$\lambda_y = 32.988$$

Como:  $\lambda_x = 34.859$  y  $\lambda_y = 32.988$  están en el siguiente intervalo ( $\lambda < 35$ ). Se trata de una columna corta ya que la esbeltez es menor a 35; por lo tanto; no se necesita realizar una verificación de pandeo.

**Excentricidad de primer orden:**

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} \quad e_{oy} = \frac{5.23 \cdot 100}{326.32} \quad e_{oy} = 1.603 \text{ cm}$$

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} \quad e_{ox} = \frac{12.63 \cdot 100}{326.32} \quad e_{ox} = 3.870 \text{ cm}$$

**Excentricidad accidental:**

$$e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2 \text{ cm} \quad e_a = \frac{h}{20} = \frac{30}{20} = 1.5 \text{ cm}$$

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

**Excentricidad final:**

$$e_{(x,y) \text{ max}} = e_{o(x,y)} + e_a$$

$$e_{(x) \text{ max}} = e_{ox} + e_a \quad e_{(x) \text{ max}} = 3.870 + 2$$

$$e_{(x) \text{ max}} = 5.870 \text{ cm}$$

$$e_{(y) \text{ max}} = e_{oy} + e_a \quad e_{(y) \text{ max}} = 1.603 + 2.00$$

$$e_{(y) \text{ max}} = 3.603 \text{ cm}$$

**3.4.3.3.3 Cálculo de la Capacidad Mecánica del Hormigón:**

$$U_c = f_{cd} \cdot A_c \quad U_c = f_{cd} \cdot b \cdot h$$

$$U_c = 12.6 \cdot 0.30 \cdot 0.30$$

$$U_c = 1134 \text{ kN}$$

**Determinación de los valores reducidos:**

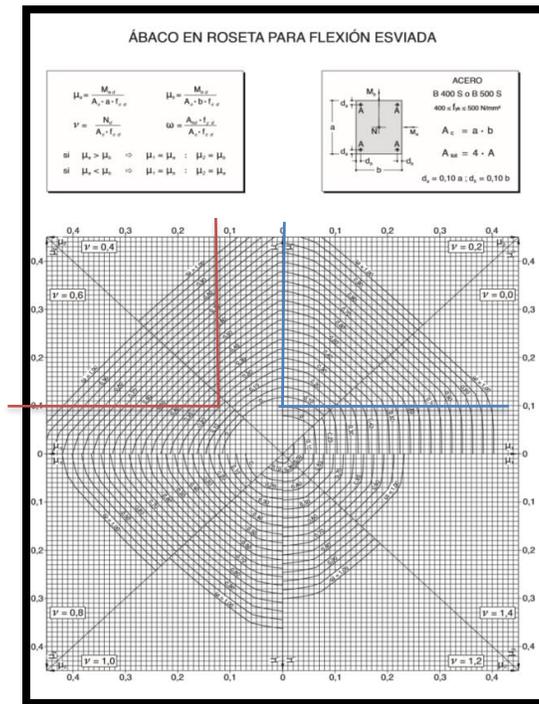
$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{326.32}{1134} = 0.288$$

$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_{Tx}}{U_c \cdot h} = \frac{326.32 \cdot 5.870}{1134 \cdot 30} = 0.056$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{Ty}}{U_c * b} = \frac{326.32 * 3.603}{1134 * 30} = 0.035$$

El mayor de los momentos será  $\mu_1$ , y el menor  $\mu_2$ , para entrar a los ábacos para determinar la cuantía mecánica  $w:0.02$

**Figura 3.22 Ábaco en Roseta para Flexión Esviada.**



**Fuente:** Hormigón armado, Jimenez Montoya 15ª edición

Las cuantías obtenidas son las siguientes:

Para  $v = 0.2$   $w = 0.1$

Para  $v = 0.4$   $w = 0.15$

Interpolando entre estos valores resulta:

Para  $v = 0.288$   $w = 0.1219$

#### 3.4.3.3.4 Calcular la Capacidad Mecánica de la Armadura Total.

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

$$U_{total} = 0.02 * 1134 = 22.68 \text{ KN}$$

**Determinación de la armadura total (As):**

$$A_{s \text{ total}} = \frac{w_s * b * h * f_{cd}}{f_{yd}}$$
$$A_{s \text{ total}} = \frac{0.1219 * 30 * 30 * 12.6}{434.783}$$
$$A_{s \text{ total}} = 3.180 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima (Asmin):**

$$A_{s \text{ min}} = 0.005 * b * h$$
$$A_{s \text{ min}} = 0.005 * 30 * 30 = 4.50 \text{ cm}^2$$
$$A_{s \text{ min}} > A_s$$

**Se usará el diámetro mínimo recomendado por norma:**

Se adopta un diámetro de  $\Phi = 12 \text{ mm}$  que tiene un área  $A = 1.131 \text{ cm}^2$  por barra.

Las barras de  $\Phi = 12 \text{ mm}$  ocupan un área de:

$$A_{\Phi 12} = 4 * 1.131$$

$$A_{\Phi 12} = 4.524 \text{ cm}^2$$

Se utilizará  $4\Phi 12\text{mm}$   $4.524 \text{ cm}^2 > 4.50 \text{ cm}^2$ .

Cálculo de la armadura transversal de la columna.

El diámetro del estribo será:

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

Según la primera opción:  $\phi \geq 1/4 * 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm}$

Según la segunda opción:  $\phi \geq 6 \text{ mm}$

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

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

Según la primera opción:  $S \leq 24 \text{ cm}$

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

Según la tercera opción:  $S \leq 12 * 1.6 \text{ cm} = 14.4 \text{ cm}$

Se asume  $S = 14.4 \text{ cm}$

**Por lo tanto, la armadura del estribo será:**

**$\Phi 6 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$**

### Comentarios y conclusiones de los resultados:

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la columna, son similares a los del programa CYPECAD, lo cual se debe al criterio del calculista de acuerdo a las separaciones máximas obtenidas en el cálculo, el mismo que dio como resultado lo siguiente:

**Figura 3.23 Representación Gráfica de los Resultados Obtenidos para la Columna C11**

Edición del armado		Dimensión		Armado longitudinal						Armado transversal		Fc/Fb (%)	
		X (cm)	Y (cm)	Esquinas	Cara X	Cara Y			Cercos	Separación			
cubierta	7.2 m												
	6.3 m	30	30	4	$\Phi 12$	0	--	0	--	$\Phi 6$	15	0.5	✓
	3.8 m										6		✓
primer piso	3.2 m												
	2.3 m	30	30	4	$\Phi 12$	0	--	0	--	$\Phi 6$	15	0.5	✓
	0.6 m										6		✓
planta baja	0 m												
	-0.8 m	30	30	4	$\Phi 12$	0	--	0	--	$\Phi 6$	15	0.5	✓
	-1.4 m										6		✓
Fundación	-2 m			4	$\Phi 12$	0	--	0	--	$\Phi 6$	3	0.5	✓

Fuente: Cypecad

**Tabla 3.10 Comparación del armado constructivo realizado de forma manual y en Cypecad v.2020 de la Columna C11**

	Armadura Longitudinal (cm <sup>2</sup> )	Armadura Transversal (cm <sup>2</sup> )	Separación de estribos cm
CYPECAD	4.524	0,282	15
MANUAL	4.524	0,282	15
% DE VARIACION	0,00%	0,00%	0,00%

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 3.11 Comparación del cálculo de armadura manual y en Cypecad v.2020 de la Columna C11.**

	<b>Armadura longitudinal cm<sup>2</sup></b>	<b>Armadura transversal cm<sup>2</sup>/m</b>	<b>Separación de estribos cm</b>
CYPECAD	4.56	1.887	15.000
MANUAL	4.50	1.489	14.400
% VARIACION	-1.333%	-26.73%	4.167%

**Fuente:** Elaboración propia

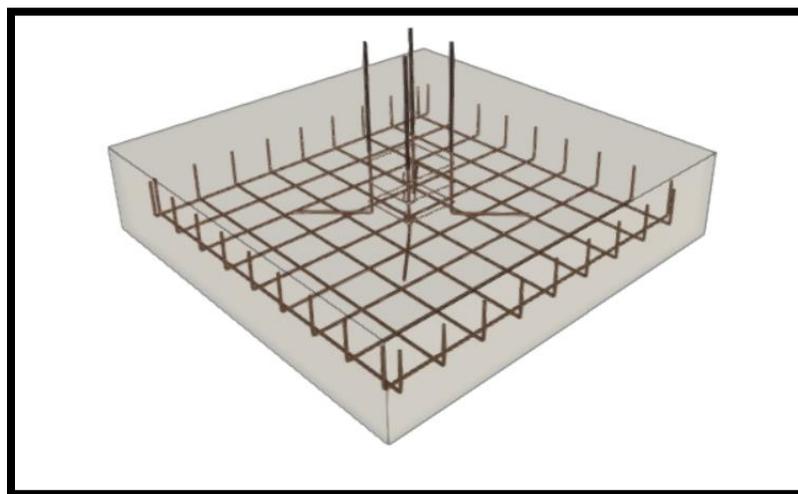
#### **3.4.3.4 Verificación del Diseño Estructural de la Zapata Aislada**

Ésta se analiza en primer lugar, suponiendo que sus pilares están empotrados rígidamente en la cimentación. Luego se calcula la cimentación sometida a acciones opuestas a estas reacciones.

Esta forma de proceder presupone que el conjunto formado por la cimentación y el suelo es mucho más rígido que la estructura, de modo que sus pequeños desplazamientos elásticos no alteran apreciablemente los esfuerzos y reacciones de la misma que en general son de apoyo empotrado.

Se realiza la comprobación de la zapata correspondiente a la columna P11, la misma es una zapata aislada con las características que se indica a continuación.

**Figura 3.24 Representación Gráfica de la Zapata Aislada.**

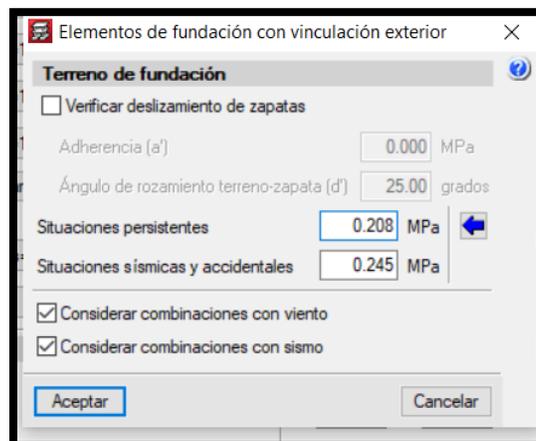


**Fuente:** Elaboración propia

**Se tienen los siguientes datos:**

- $N = 406.8$  KN Carga Axial
- $M_x = 5.86$  KN\*m Momento en dirección X
- $M_y = 5.3$  KN\*m Momento en dirección Y
- $V_x = 6.93$  KN Cortante en dirección X
- $V_y = 10.15$  KN Cortante en dirección Y
- $f_{ck} = 21$  MPa Resistencia característica del Hormigón
- $f_{yk} = 500$  MPa Resistencia característica del acero
- $a_o = 30$  cm Dimensión de la base de la columna en X
- $b_o = 30$  cm Dimensión de la base de la columna en Y
- $\gamma = 25$  KN/m<sup>3</sup> Peso específico del H<sup>2</sup>O
- Recubrimiento geométrico=5cm
- $\mu_{lim} = 0,2961$  Momento reducido mínimo para acero AH 500
- $w_{s\ min} = 0,0015$  Cuantía geométrica mínima para losas con acero AH 500
- $\sigma_{max} = 0.208$  MPa Capacidad portante del suelo de fundación

**Figura 3.25 Datos de la Capacidad Portante del Terreno de Fundación**



**Fuente:** Elaboración propia

Resistencias de cálculo del hormigón:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{21}{1.5} = 14 \text{ MPa}$$

Resistencias de cálculo del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{500}{1.15} = 434.783 \text{ MPa.}$$

Resistencia a cortante del hormigón

$$f_{vd} = 0.5(f_{cd})^{1/2} \quad f_{vd} = 0.5(14)^{\frac{1}{2}}$$
$$f_{vd} = 0.592 \text{ MPa}$$

### 3.4.3.4.1 Dimensionamiento

#### Dimensionamiento en planta

Se asumirá que la zapata tiene una sección cuadrada, por tanto

$$a = b \rightarrow A = a^2 = b^2$$

$$\sigma_{adm} = \frac{1.05 * N}{a * b} \quad a = \left( \frac{1.05(406.8)}{208} \right)^{1/2}$$

$$a = \sqrt{2.4636 \text{ m}^2} = 1.56 \text{ m}$$

Redondeando:

$$a = b = 1.60 \text{ m}$$

Presión admisible del terreno

$$\sigma_4 = \sigma_{max} = \frac{N}{a * b} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b}$$

$$\sigma_4 = \sigma_{max} = \frac{406.8}{1.60 * 1.60} + \frac{6 * 14.6}{1.60 * 1.60^2} + \frac{6 * 3.8}{1.60^2 * 1.60}$$

$$\sigma_4 = 0.2006 \text{ MPa cumple!!!!}$$

Entonces hay que cambiar de sección:

Adoptando: a=b=1.60m

$$\sigma_1 = \sigma_{max} = \frac{406.75}{1.60 * 1.60} + \frac{6 * 14.6}{1.60 * 1.60^2} + \frac{6 * 3.8}{1.60^2 * 1.60}$$

$$\sigma_4 = 0.1753 \text{MPa}$$

$$\sigma_{max} < \sigma_{adm} = 0.1753 \text{MPa} < 0.208 \text{MPa} \quad \text{Cumple!!}$$

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

$$\sigma_4 = \sigma_{min} = \frac{N}{a * b} - \frac{6 * M_x}{a * b^2} - \frac{6 * M_y}{a^2 * b}$$

$$\sigma_4 = \sigma_{min} = \frac{406.75}{1.60 * 1.60} - \frac{6 * 14.6}{1.60 * 1.60^2} - \frac{6 * 3.8}{1.60^2 * 1.60}$$

$$\sigma_4 = 0.1426 \text{MPa}$$

$$\sigma_{min} > 0 = 0.1426 \text{MPa} > 0 \quad \text{Cumple!!}$$

**Cálculo del canto de la zapata:**

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_t} \qquad k = \frac{4 * 0.592}{1.6 * 0.0765}$$

$$k = 7.111$$

El canto de la zapata no debe ser menor que el mayor de los calculados a continuación:

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} d_1 = \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 = \frac{2(a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2(a - a_0)}{4 + k} \end{array} \right.$$

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} d_1 = \sqrt{\frac{0.30 * 0.30}{4} + \frac{1.60 * 1.60}{2 * 7.111 - 1}} - \frac{0.30 + 0.30}{4} \\ d_2 = \frac{2(1.60 - 0.30)}{4 + 7.111} \\ d_3 = \frac{2(1.60 - 0.30)}{4 + 7.111} \end{array} \right.$$

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} d_1 = 31.489 \text{ cm} \\ d_2 = 23.401 \text{ cm} \\ d_2 = 23.401 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto, h será calculado de la siguiente manera:

d= 31.489 cm, pero según la norma CBH-87 el canto mínimo es 25cm

$$r = 5 \text{ cm} \quad \theta = 16 \text{ mm}$$

$$h = d + r + \frac{\theta}{2} \quad h = 31.489 + 5 + \frac{1.6}{2}$$

$$hh = 37.29 \text{ m} \quad \text{entonces} \quad H = 40 \text{ cm.}$$

**Clasificación de la zapata**  $V = \frac{(a-a_0)}{2}$

$$V = \frac{(1.60 - 0.30)}{2} \quad V = 0.65 \text{ m}$$

$$2 * h = 2 * 0.40 = 0.80 \text{ m}$$

Dónde:

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

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

**h** = Canto total de la zapata

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

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

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

112.5 cm  $\geq$  80 cm, se trata de una zapata rígida

**Cálculo del peso propio de la zapata:**

$$Vol = a * b * h$$

$$Vol = 1.60 * 1.60 * 0.40 = 1.024 \text{ m}^3$$

Calculando el peso propio con su peso específico

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

$$PP = 25 * 1.024 = 25.6 \text{ kN}$$

Entonces el nuevo peso total será:

$$N'' = N + PP = 406.75 + 67.6 = 432.4 \text{ KN}$$

#### 3.4.3.4.2 Verificación en Tensiones Admisibles:

$$M'_x = Mx - Vx * h = 5.3 - (6.93) * 0.40 = 3.088 \text{ KN*m}$$

$$M'_y = My - Vy * h = 5.3 - (-10.15) * 0.40 = 1.24 \text{ KN*m}$$

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

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

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

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

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

$$\sigma_1 = \frac{432.4}{1.60 * 1.60} - \frac{6 * 3.088}{1.60 * 1.60^2} - \frac{6 * 1.24}{1.60^2 * 1.60}$$

$$\sigma_2 = \frac{432.4}{1.60 * 1.60} + \frac{6 * 3.088}{1.60 * 1.60^2} - \frac{6 * 1.24}{1.60^2 * 1.60}$$

$$\sigma_3 = \frac{432.4}{1.60 * 1.60} - \frac{6 * 3.088}{1.60 * 1.60^2} + \frac{6 * 1.24}{1.60^2 * 1.60}$$

$$\sigma_4 = \frac{432.4}{1.60 * 1.60} + \frac{6 * 3.088}{1.60 * 1.60^2} + \frac{6 * 1.24}{1.60^2 * 1.60}$$

$$\sigma_{min} = \sigma_1 = 0.1626 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 0.1662 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = 0.1716 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} = \sigma_4 = 0.1752 \text{ MPa}$$

*Nota:* Se puede observar que en la zapata no existe tracción y trabaja toda la sección a compresión.

### Verificación al vuelco

En el eje x

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

$$\frac{(432.4) * 1.60}{2 * 1.24} > 1.5$$

Por norma debe cumplir:  $278.97 > 1.5$  **Cumple**

En el eje y

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

$$\frac{(432.4) * 1.60}{2 * 3.088} > 1.5$$

Por norma debe cumplir:  $112.02 > 1.5$  **Cumple**

### Verificación al deslizamiento.

Para suelos cohesivos:

$$c = \text{Coeficiente de cohesión} = 0.60 \text{ kg/cm}^2 = 0.06 \text{ Mpa}$$

$$C_d = \text{Valor de cálculo de la cohesión} = 0.5 * c$$

$\gamma_2 =$  Coeficiente de seguridad

**Lado x:**

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

$$10.87 \geq 1.5 \quad \text{Cumple!!!}$$

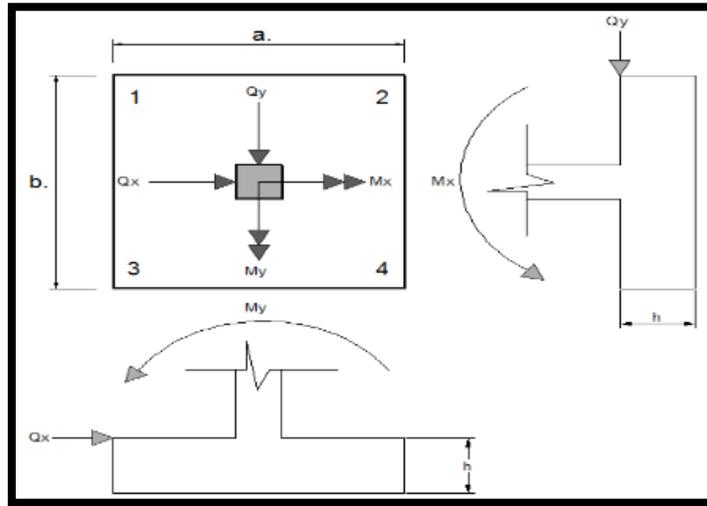
**Lado y:**

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

$$7.42 \geq 1.5 \quad \text{Cumple!!!}$$

### 3.4.3.4.3 Determinación de la Armadura a Flexión

Figura 3.26 Esquema de Momentos en Planos X y Y.



Fuente: Elaboración propia

**Dirección X**  $l_a = \frac{b-b_0}{2} + 0.15 * b_0 = 0.695$

**Dirección Y**  $l_a = \frac{a-a_0}{2} + 0.15 * a_0 = 0.695$

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

#### Esfuerzos en X

$$X = \frac{a - a_0}{2} + 0,15 * a_0 = 0.695 \text{ m}$$

$$\sigma_{min} = \sigma_1 = 0.1626 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} = \sigma_4 = 0.1752 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = \sigma_{min} + \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{a} * (a - X) = 169.74 \text{ KN/m}^2$$

Momento:  $M_x = \sigma_x * \frac{X^2}{2} + (\sigma_{max} - \sigma_x) * \frac{X^2}{3} = 41.881 \text{ KN} * \text{m/m}$

$$M_{dx} = 1.6 * M_x * b_w = 107.215 \text{ KN} * \text{m}$$

$$\text{Cortante: } V_x = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_x)}{2} * X = 119.882 \text{ KN/m}$$

$$V_{dx} = 1.6 * V_x * b_w = 306.898 \text{ KN}$$

### Esfuerzos en Y

$$Y = \frac{a - a_o}{2} + 0,15 * a_o = 0.695\text{m}$$

$$\sigma_{min} = \sigma_1 = 0.1662 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} = \sigma_4 = 0.1716 \text{ MPa}$$

$$\sigma_Y = \sigma_{min} + \frac{\sigma_{maY} - \sigma_{min}}{a} * (a - Y) = 171.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Momento: } M_Y = \sigma_Y * \frac{Y^2}{2} + (\sigma_{maY} - \sigma_Y) * \frac{Y^2}{3} = 41.423 \text{ KN} * \text{m/m}$$

$$M_{dY} = 1.6 * M_Y * b_w = 106.042 \text{ KN} * \text{m}$$

$$\text{Cortante: } V_Y = \frac{(\sigma_{maY} + \sigma_Y)}{2} * Y = 119.168 \text{ KN/m}$$

$$V_{dY} = 1.6 * V_Y * b_w = 305.07 \text{ KN}$$

#### 3.4.3.4.4 Diseño a Flexión en X

$$M_{dx} = 107.215 \text{ KN} * \text{m}$$

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

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

$$\mu_d = \frac{107.215 * 1000^2}{1600 * 332^2 * 14}$$

$$\mu_d = 0.045$$

Entonces:

$$\mu_{lim} = 0.2961 \text{ valor obtenido en función al tipo de acero 500 MPa}$$

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

Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) del cuadro 13.3 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con:  $\mu_d = 0.0450$  se obtiene una cuantía mecánica de  $W_s = 0.0467$

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

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 0.0467 * 160 * 33.2 * \frac{14}{434.783}$$

$$A_s = 7.850 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima: ( $A_s$ ) $w_{min}=0,0015$**

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 * 160 * 33.2$$

$$A_{s \text{ min}} = 7.824 \text{ cm}^2$$

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

Se escogerá el área  $A_s = 7.850 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerarán los siguientes diámetros:  $\emptyset 12$  con áreas de: y  $A_{s \emptyset 12} = 1.131 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = 9 \emptyset 12$$

$$A_{s \emptyset 12} = 9 * 1.131 \text{ cm}^2 = 10.178 \text{ cm}^2$$

Con un area total de cálculo de:

$$A_T = 10.178 \text{ cm}^2$$

Dónde:  $10.178 \text{ cm}^2 > 7.968 \text{ cm}^2$  Cumple!!!!

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

$$s = \frac{b_w - (N^{\circ} \text{ de barras} \Phi_{12}) * \emptyset_{long} - 2 * r_g}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{1.60 - 12 * 1.6 - 2 * 5}{9 - 1}$$

$$s = 13.30 \text{ cm}$$

Usar: 9Φ12 mm, con separaciones entre barras de 17 cm

### 3.4.3.4.5 Diseño a Flexión en Y

$$M_{dx} = 106.042 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$\mu_d = \frac{Md}{b_w * d^2 * f_{cd}} \quad \mu_d = \frac{106.042 * 1000^2}{1600 * 33.2^2 * 14}$$
$$\mu_d = 0.0445$$

$$\mu_{lim} = 0.2961 \text{ valor obtenido en función al tipo de acero 500 MPA}$$

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

Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) del cuadro 13.3 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con:  $\mu_d = 0.0445$  se obtiene una cuantía mecánica de  $W_s = 0.0462$

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

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 0.04662 * 160 * 33.2 * \frac{14}{434.783}$$
$$A_s = 7.762 \text{ cm}^2$$

#### Determinación de la armadura mínima: ( $A_s$ ) $w_{min} = 0.0015$

$$A_{s \min} = w_{\min} * b_w * d \quad A_{s \min} = 0.0015 * 160 * 33.2$$
$$A_{s \min} = 7.824 \text{ cm}^2$$

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

Se escogerá el área  $A_s = 7.824 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerarán los siguientes diámetros: Ø12 con áreas de:  $A_{s \phi 12} = 1.131 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = 9\phi 12$$

$$A_{s\phi 16} = 9 * 1.131\text{cm}^2 = 10.178 \text{ cm}^2$$

Con un area total de cálculo de:  $A_T = 10.178 \text{ cm}^2$

Dónde:  $10.178 \text{ cm}^2 > 7.824 \text{ cm}^2$  Cumple!!!

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

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

$$s = \frac{160 - 10 * 1.6 - 2 * 5}{10 - 1}$$

$$s = 13.3 \text{ cm}$$

Usar: 9Φ12 mm, con separaciones entre barras de 17 cm

#### 3.4.3.4.6 Verificación a la Adherencia

En dirección X

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

$$\tau_x = \frac{306.898}{0,9 * 0.332 * 9 * \pi * 0.016} = 1486.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_{bd} = 2 * \sqrt[3]{\frac{210^2}{1.5}} = 53.92 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 5392.4 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

entonces:  $\tau_{bd} > \tau_x$

$$5392.399 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} > 1486.4 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ Ok cumple!!}$$

En dirección Y

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

$$\tau_x = \frac{305.07}{0,9 * 0.332 * 9 * \pi * 0.016} = 1477.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_{bd} = 2 * \sqrt[3]{\frac{210^2}{1.5}} = 53.92 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 5392.4 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

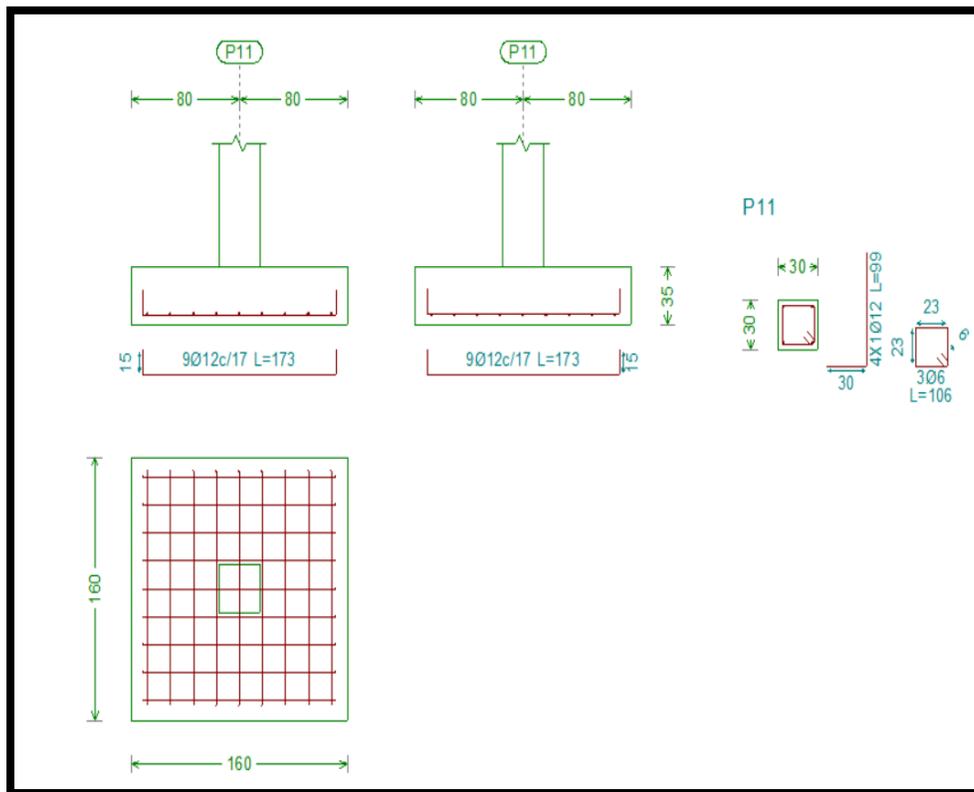
entonces:  $\tau_{bd} > \tau_y$

$$5392.4 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} > 1477.55 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ Ok cumple!!!!}$$

### Comentarios y conclusiones de los resultados:

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la zapata aislada son iguales a los del programa CYPECAD, el que dio como resultado lo siguiente:

**Figura 3.27 Representación Gráfica de la Armadura de la Zapata Aislada**



**Fuente:** Elaboración propia

**Tabla 3.12 Comparación de Armado Manual y Cypecad v.2020 de la Zapata**

	Dimensiones (cm)			Número de barras		Diámetro de armaduras (mm)		Separación entre barras (cm)	
	Lado X	Lado Y	Canto	Lado X	Lado Y	Lado X	Lado Y	Lado X	Lado Y
CYPECAD	160	160	40	9	9	12	12	17	17
MANUAL	160	160	40	9	9	12	12	17	17
% DE VARIACION	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %

**Fuente:** Elaboración propia

**Tabla 3.13 Comparación del cálculo realizado de forma manual y en Cypecad v.2017 de la zapata más solicitada.**

	Dimensiones (cm)			Número de barras		Área de armaduras (mm)	
	Lado X	Lado Y	Canto	Lado X	Lado Y	Lado X	Lado Y
CYPECAD	160	160	40	9	9	8.125	8.10
MANUAL	156	156	37.5	8	8	7.85	7.824
% DE VARIACION	-2.56%	-2,56%	6.667%	-12.5%	-12.5%	-3.50%	-3.53%

**Fuente:** Elaboración propia

### 3.4.3.5 Verificación de la Escalera

Se muestra a detalle el cálculo de la escalera en el *Anexo A-4* del presente proyecto.

### **3.5 Desarrollo de la Estrategia para la Ejecución del Proyecto**

#### **3.5.1 Especificaciones Técnicas**

Las especificaciones técnicas de cada ítem que se contempla en este proyecto se pueden ver a detalle en el *Anexo A- 5*.

#### **3.5.2 Precios Unitarios**

El detallado de los precios unitarios se muestra a detalle en el *Anexo A-7* del presente proyecto.

#### **3.5.3 Cálculos Métricos**

Los cálculos métricos de cada ítem contemplado fueron realizados a través de una hoja de cálculo de Excel y los resultados se muestran detallados en el *Anexo A-6*

#### **3.5.4 Presupuestos**

El presupuesto general del proyecto en lo que se refiere más que todo a obra gruesa es decir sin tomar en cuenta lo que serían las instalaciones, asciende a un precio de **1.647.538,58 Bs**, el cual se puede ver resumido en el *Anexo A-8*.

#### **3.5.5 Planteamiento y Cronograma de Obras**

Respecto al tema del planeamiento y cronograma de obra lo que se realizó primero fue determinar los tiempos de programación, esto con la ayuda conjunta de una tabla de rendimientos y una planilla de Excel (*Ver Anexo A-10*). A partir del tiempo de programación de cada actividad (ítem) dentro del proyecto se usó el software de Programación de obras **Microsoft Project**, en el cual se obtuvo un total de 160 días calendario para la ejecución del proyecto dentro de lo que respecta al diseño estructural (*Ver Anexo A-9*).

## **CAPÍTULO IV: TORSION EN VIGAS APEADAS (APORTE ACADÉMICO)**

### **4.1 Torsión en Vigas Apeadas bajo Criterios de la norma ACI 318-08**

El aporte Académico del estudiante consiste en el análisis estructural de las denominadas vigas Apeadas, las cuales por motivos en los que el diseño arquitectónico así lo requiera ya sea por estética o única solución; en estas vigas se presentan esfuerzos de torsión y cortante juntamente a la flexión, y en lo que respecta a la norma CBH-87 no nos muestra un cálculo detallado de cuando se nos presente estos esfuerzos combinados, es por ello que se hará la verificación manual de estos elementos presentes en la Estructura bajo los criterios de la norma ACI 318-08.

### **4.2 Marco Conceptual**

#### **4.2.1 Análisis Estructural de Vigas bajo Efectos de Torsión**

El análisis estructural consiste en la determinación de los efectos producidos por fuerzas externas en la estructura, proporciona de forma general reacciones y desplazamientos y de forma específica momentos y deformaciones.

##### **4.2.1.1 Vigas sujetas a Torsión por Equilibrio**

La forma en la que actúan los esfuerzos de torsión en un elemento puede variar según el uso que se le dé a la estructura, por tal motivo solo se analizan los casos más usuales.

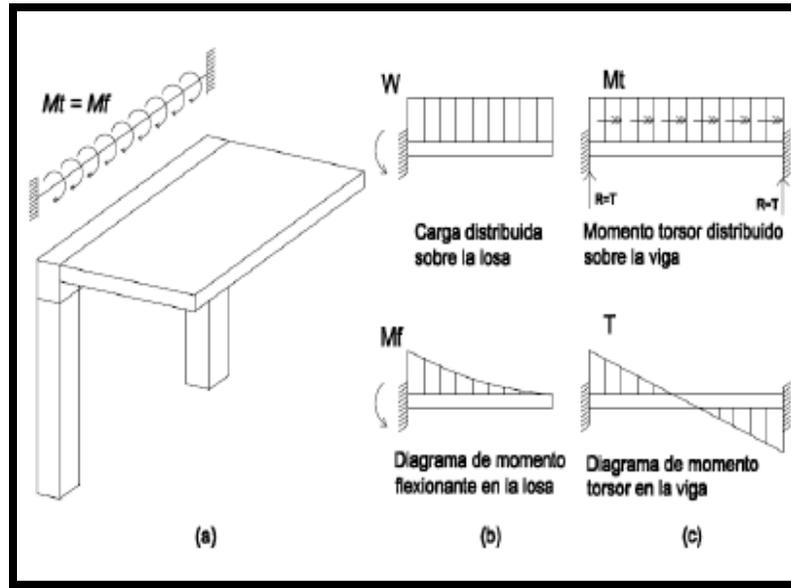
###### **4.2.1.1.1 Viga Soportando una Losa en Voladizo**

La losa transmite un momento torsor distribuido en toda la longitud de la viga, como se muestra en la figura 4.1. Para la determinar la magnitud del momento torsor se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Obtener la carga distribuida  $w$  en la losa.
- Obtener el momento flexionante en el extremo empotrado de la losa.
- El momento flexionante calculado, es igual al momento torsor distribuido en el eje central de la viga.
- El momento torsor distribuido en la viga, es análogo a una carga distribuida cuando se hace un análisis por flexión y las reacciones debido a esta carga equivalen a los esfuerzos de torsión en los extremos del elemento.

- El diagrama de torsión es análogo al diagrama de corte cuando se hace un análisis por flexión. La variación de los esfuerzos es lineal con los máximos en los apoyos, cuando el momento torsor aplicado es uniformemente distribuido.

**Figura 4.1 Viga Soportando una Losa en Voladizo**



**Fuente:** Código ACI 318-08

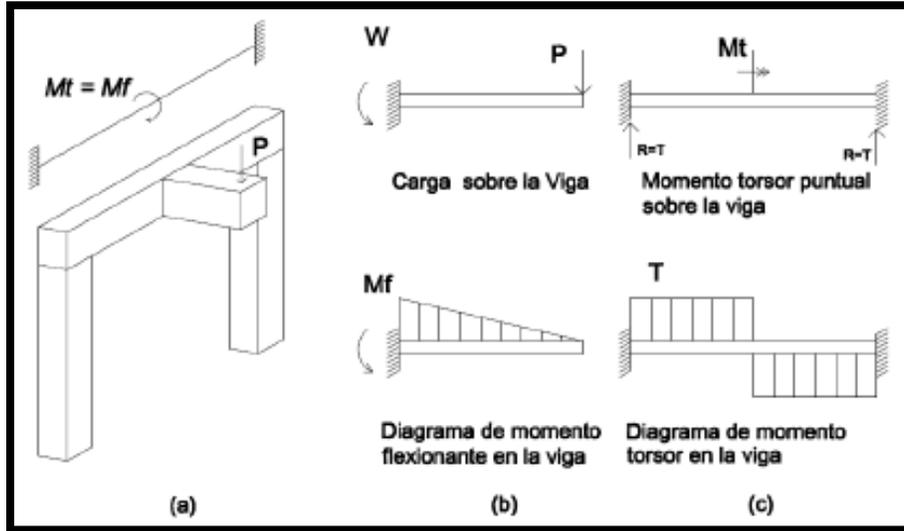
#### 4.2.1.1.2 Viga Soportando una Viga en Voladizo

La viga en voladizo transmite un momento torsor puntual a la viga principal, ubicado en la unión de estas, como se muestra en la figura 4.2. Para determinar la magnitud del momento torsor se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Obtener la carga  $P$  de la viga en voladizo
- Obtener el momento flexionante en el extremo empotrado de la viga en voladizo.
- El momento flexionante calculado es igual al momento torsor puntual en el eje central de la viga.
- El momento torsor puntual en la viga, es análogo a una carga puntual cuando se hace un análisis por flexión y las reacciones debido a esta carga puntual equivalen a los esfuerzos de torsión en los extremos del elemento.

- El diagrama de torsión es análogo al diagrama de corte cuando se hace un análisis por flexión. La variación de los esfuerzos es constante con los máximos en los apoyos, cuando el momento torsor aplicado es puntual.

**Figura 4.2 Viga Principal soportando una Viga en Voladizo**



**Fuente:** Código ACI 318-08

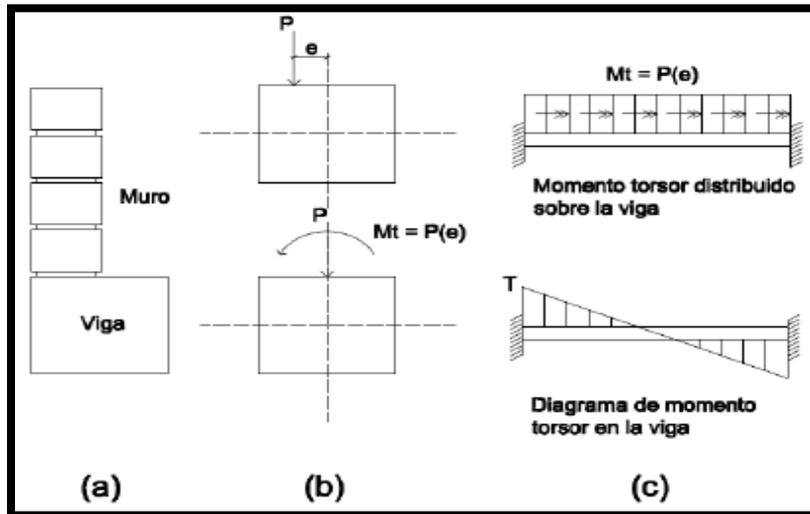
#### 4.2.1.1.3 Vigas de Borde que soportan Muros Excéntricamente

La carga que transmite el muro a la viga no coincide con el eje longitudinal de esta. Dicha carga equivale a una fuerza-par, que actúa en el eje longitudinal de la viga, como se muestra en la figura 4.3. El momento torsor distribuido en la longitud de la viga se calcula como:

$$\tau = P \times e$$

Donde  $P$ , es la carga que ejerce el muro por unidad de longitud sobre la viga, y,  $e$  es la excentricidad a la que está colocado el muro.

**Figura 4.3 Viga soportando un Muro Excéntricamente**



**Fuente:** Código ACI 318-08

#### **4.2.1.2 Vigas Sujetas a Torsión por Compatibilidad**

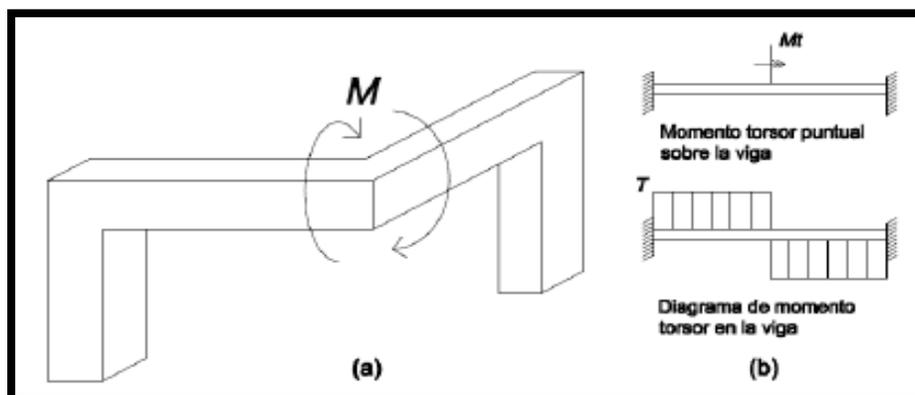
La forma en la que actúan los esfuerzos de torsión en un elemento puede variar según el uso que se le dé a la estructura, por tal motivo solo se analizan los casos más usuales.

##### **4.2.1.2.1 Vigas en Voladizo que se Interceptan entre ellas mismas**

Cuando las vigas se interceptan, en esquinas de edificios, por ejemplo, una flexiona y la otra se torsiona, como se muestra en la figura 4.4. Este es un caso típico de torsión inducida por flexión. La importancia del efecto torsor depende de la facilidad que tengan las ménsulas para girar, que a su vez depende de la rigidez de las ménsulas y de las cargas que le son aplicadas.

El momento torsor inducido es puntual, situado en la intersección de las dos vigas, será mayor en ménsulas relativamente largas y con cargas importantes. El diagrama de momento torsor para estas vigas es constante.

**Figura 4.4 Vigas que se Interceptan entre ellas mismas**



**Fuente:** Código ACI 318-08

#### **4.2.1.2.2 Vigas de Borde soportando una Losa de Piso**

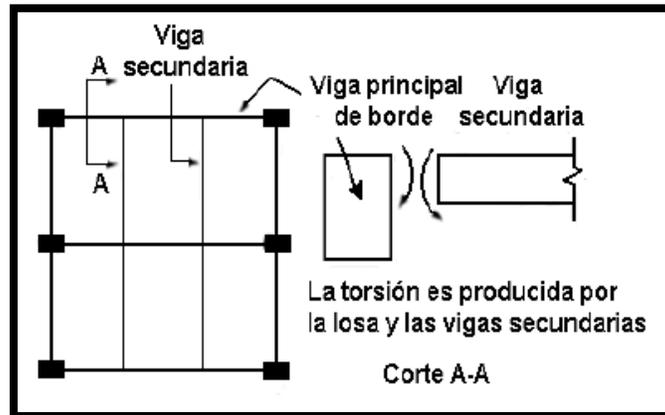
En este caso se debe estimar un valor de momento flector en el apoyo influenciado por la rigidez al giro que presente la viga de apoyo, es decir, el momento torsor que tome la viga estará limitado por su rigidez a torsión. Aunque llegue a determinarse un valor de momento torsor relacionado con el funcionamiento estructural del conjunto, en general, para el diseño se adoptarán valores de torsor que surgen de límites dados por condiciones críticas de fisuración.

En ensayos de sistemas de piso se ha observado que la falla ocurre por torsión de las vigas de borde antes que se alcance la resistencia a la flexión de las losas y de las vigas.

#### **4.2.1.2.3 Vigas de Borde soportando una Viga Secundaria**

Cuando una viga principal de borde forma parte de un sistema de piso se encuentran perpendiculares a ella vigas secundarias, como se observa en la figura 4.5. La viga de borde restringe parcialmente a las vigas secundarias contra rotación por flexión, o sea que proporciona un semiempotramiento a las vigas secundarias y recibe por condición de equilibrio, un momento torsor.

**Figura 4.5 Viga de Borde en un Sistema de Piso**



**Fuente:** GONZALES CUEVAS, Oscar. Aspectos fundamentales del concreto reforzado.

#### 4.2.2 Aplicación del Círculo de Mohr a Esfuerzos de Torsión

El círculo de Mohr, al representar gráficamente las variaciones de esfuerzos, da una idea más clara del problema que el cálculo analítico. El procedimiento consiste en considerar un elemento diferencial en el que se puedan calcular los esfuerzos producidos por los tres tipos fundamentales de cargas: Axial, de flexión y torsión.

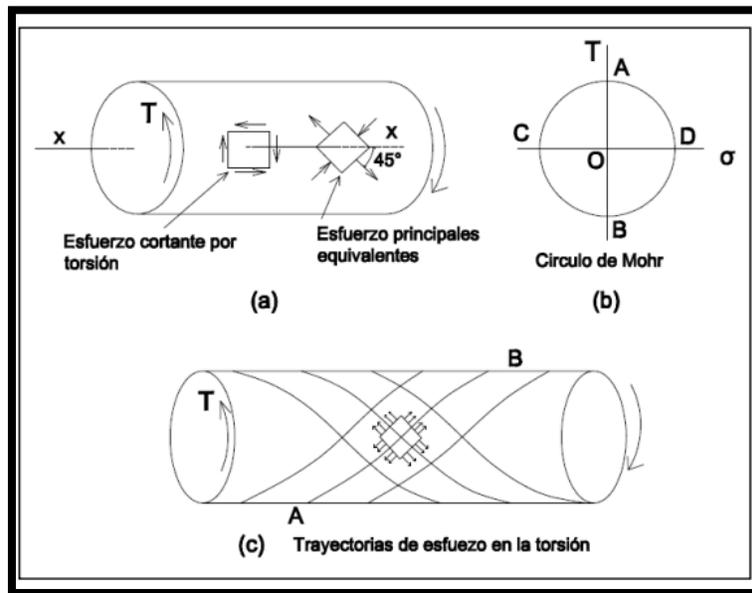
##### 4.2.2.1 Trayectorias de Esfuerzos

En la figura 4.6, se muestra un elemento diferencial en la superficie de un cilindro que está sometido a esfuerzos cortantes de torsión, de manera que se puede notar lo siguiente:

- El círculo de Mohr representa el estado de esfuerzos del cilindro.
- El radio OA del círculo de Mohr representa al eje X.
- La tensión máxima se da en el punto D, y el plano de máxima tensión estará a 45 grados del eje X, en sentido del reloj.
- La compresión máxima se da en el punto C, y el plano de máxima compresión estará a 45 grados del eje x, en sentido contrario del reloj.
- Las líneas en el cilindro de la parte c de la figura, siguen las direcciones de los esfuerzos principales y se llaman trayectorias de esfuerzo. Como se observa, para la torsión son hélices a 45 grados.

No se debe confundir las trayectorias de esfuerzo, con las líneas de esfuerzo cortante. Las trayectorias de esfuerzo indican la dirección de los esfuerzos principales, pero la intensidad del esfuerzo es variable a lo largo de ellas.

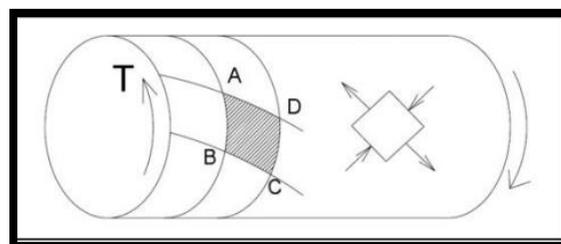
**Figura 4.6 Trayectoria de Esfuerzos por Torsión**



**Fuente:** SINGER, Ferdinand. Resistencia de materiales. p. 314.

El comportamiento de un elemento diferencial en la superficie de un cilindro bajo un momento torsor; en el cual aparecen esfuerzos principales de tensión y compresión inducidos por cortante; también se puede evidenciar al observar el elemento ABCD de la figura. Al ocurrir la deformación la diagonal AC se ha alargado, y BD se ha acortado indicando la dirección de los esfuerzos.

**Esfuerzos de tensión y compresión inducidos por cortante**



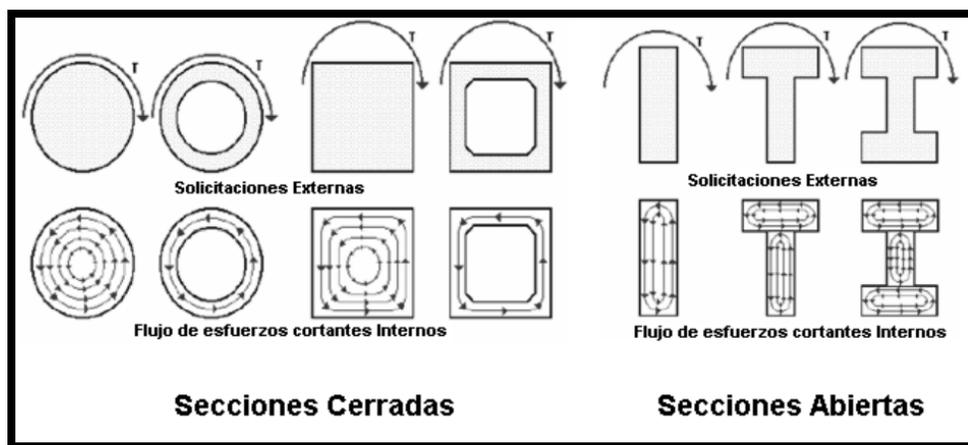
**Fuente:** SINGER, Ferdinand. Resistencia de materiales. p. 314.

### 4.2.3 Flujo de Esfuerzos Cortantes Diagonales debido a la Torsión

Los momentos torsores que actúan sobre la sección transversal de elementos estructurales son resistidos por el flujo de esfuerzos cortantes diagonales, con dirección opuesta a las solicitaciones.

Existen secciones transversales más eficientes que otras para resistir los momentos torsores, como las secciones circulares y en menor medida las secciones cuadradas, en las que el flujo de cortante se cierra naturalmente por lo que reciben el nombre de secciones cerradas, como se muestra en la figura 4.7.

**Figura 4.7 Flujo de esfuerzos en secciones cerradas y abiertas**



**Fuente:** SINGER, Ferdinand. Resistencia de materiales. p. 314.

Las secciones rectangulares y las secciones compuestas por varios rectángulos que no permitan el cierre natural del flujo de corte son menos eficientes, recibiendo el nombre de secciones abiertas.

## 4.3 Diseño a Torsión según Disposiciones del ACI 318-08

### 4.3.1 Antecedentes

En 1971 el código introduce por primera vez los requisitos para el diseño a torsión. Se realizó un cambio de formato en el documento de 1977 y este permaneció sin modificaciones hasta 1989. El código en su primera generación de requisitos se aplicaba solamente a elementos de

concreto armado no pretensados y el procedimiento de diseño era análogo al procedimiento de diseño por corte.

En 1995 se realizó una revisión en los requisitos y actualmente se continúa utilizando. De forma conservadora se adoptó por despreciar el núcleo de la sección transversal de las vigas macizas, porque cerca del núcleo los esfuerzos son muy pequeños, también porque después que la viga de concreto armado se ha agrietado en torsión, su resistencia torsional es provista básicamente por los estribos cerrados y las barras longitudinales ubicadas cerca de la superficie del elemento.

En el código del 2008, las disposiciones para el diseño por torsión permaneces esencialmente sin cambios, excepto por la incorporación del factor de modificación, que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa al concreto de peso normal de igual resistencia a la compresión. En la tabla 4.1 se muestran algunos valores de para el uso de concretos de peso liviano.

**Tabla 4.1 Valores para  $\lambda$  según ACI 8.6.1**

Descripción	$\lambda$
Concreto liviano de arena de peso normal	0,85
Otros concretos de peso liviano	0,75
Concreto de peso normal	1,00
Si se especifica la resistencia a tracción por hendimiento del concreto de peso liviano, $f_{ct}$	$\lambda = \frac{f_{ct}}{6,7\sqrt{f'_c}} \leq 1$ (S.I.)

**Fuente:** Código ACI 318-08

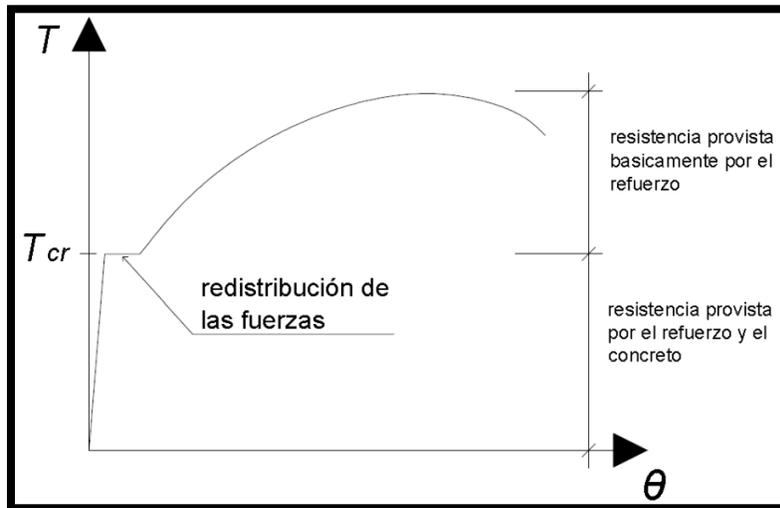
#### 4.3.2 Diseño por Torsión

El código en su sección 11.5, presenta los requisitos para el diseño por torsión, basado en la analogía de una cercha espacial o armadura espacial para un tubo de pared delgada, la cual fue descrita en la sección 2.1.2.2. Estos requisitos fueron propuestos tomando en cuenta lo siguiente:

- Una viga sometida a torsión se idealiza como un tubo de pared delgada y se desprecia el núcleo de la sección transversal de una viga sólida.

- Se supone que la resistencia es proporcionada por la capa exterior de la sección transversal del elemento.
- Después del agrietamiento, la resistencia del concreto disminuye cerca de la mitad de su resistencia no fisurada, ocurre una redistribución de la resistencia interna del elemento y su resistencia torsional es provista básicamente por el refuerzo. Esta redistribución se puede verificar en un gráfico momento torsor - giro; como se observa en la figura 4.8.

**Figura 4.8 Gráfico Momento Torsor-Rotación para una Viga de Concreto Armado sujeta a Torsión**



**Fuente:** Código ACI 318-08

- Los estribos se diseñan de manera que estén en fluencia cuando se alcance el momento torsor máximo.
- Se asume que la armadura longitudinal llega a la tensión de fluencia cuando se alcance el momento torsor máximo.
- El enfoque se aplica a concreto armado y concreto pretensado.
- En un hueco con paredes continuas,  $A_0$  incluye el área del hueco
- Se eliminó la interacción elíptica entre la resistencia a cortante del concreto y la resistencia a torsión soportada por el concreto.
- La resistencia a torsión soportada por el concreto se toma como nula.

- El coeficiente de reducción para torsión es igual a 0,85.

#### 4.3.2.1 Umbral de Torsión

Es necesario establecer fronteras para determinar en qué situaciones se pueden despreciar los efectos de torsión, el código establece esta frontera en un 25 por ciento del torque de agrietamiento.

##### 4.3.2.1.1 Criterios para el Torque de Agrietamiento

- La torsión se puede despreciar si el momento torsor mayorado  $T_u$  es menor que un cuarto del torque de agrietamiento.  $T_{cr}$
- El torque de agrietamiento  $T_{cr}$  corresponde a un esfuerzo principal de tensión igual a  $0,33\lambda\sqrt{f'_c}$
- Antes del agrietamiento, el espesor  $t$  de la pared del tubo y el área  $A_0$  de la sección se relacionan con la geometría de la sección no agrietada en base a las siguientes suposiciones:

$$t = 0,75 \frac{A_{cp}}{P_{cp}} ; \quad A_0 = \frac{2}{3} A_{cp}$$

- Al reemplazar  $t$  y  $\tau$  en la ecuación  $T = 2A_0\tau t$  se obtiene el torque de agrietamiento como:

$$T_{cr} = 0,33\lambda\sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

- El umbral de torsión se establece como:

$$T_u \leq \phi \frac{1}{4} T_{cr}; \quad T_u \leq \phi 0,083\lambda\sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

#### 4.3.3 Cálculo del Momento Torsional Mayorado

El momento torsional mayorado actuante en un elemento sujeto a torsión se obtiene del análisis estructural del mismo. Se debe determinar si se trata de torsión por equilibrio o por compatibilidad.

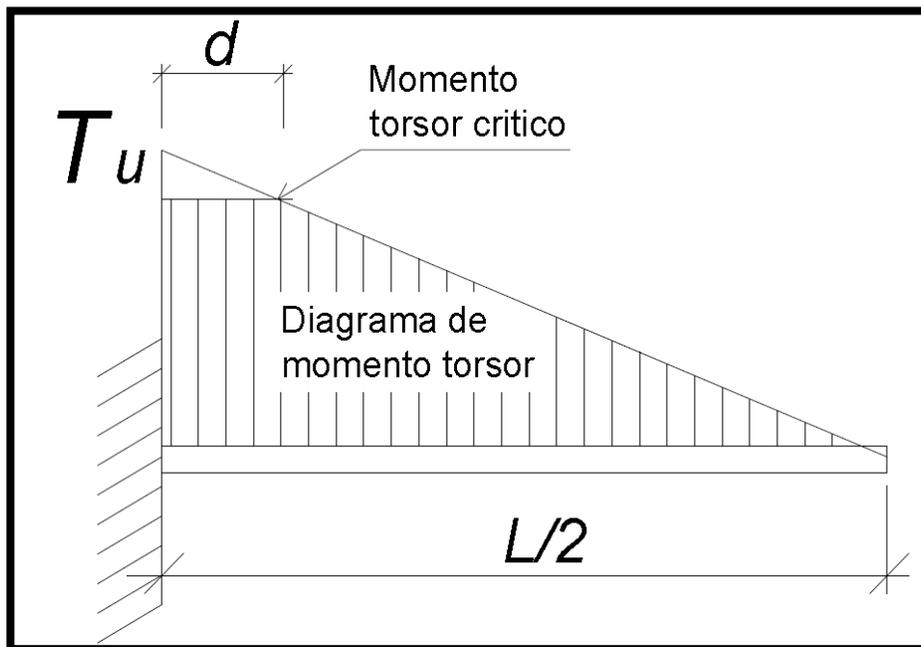
#### 4.3.3.1 Criterios para Equilibrio y Compatibilidad

- Si en un elemento ocurre torsión por equilibrio, el momento torsional  $T_u$  no se puede reducir porque no existirá una redistribución de fuerzas internas en la estructura, entonces se debe diseñar para la totalidad del momento torsional último.
- Si en el elemento se presenta torsión por compatibilidad, es posible realizar una redistribución de fuerzas internas y reducir el momento torsional último. No es necesario que los elementos se diseñen para un momento torsor mayor que el producto entre el torque de agrietamiento y el factor de reducción, pero se debe verificar el diseño de los demás elementos de la estructura tomando en cuenta la redistribución de las fuerzas internas que se puedan dar.

$$\phi 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

- Si no se establece un análisis exacto, se permite tomar las cargas torsionales de la losa como uniformemente distribuidas a lo largo de la viga, y las secciones que se ubican una distancia menor a  $d$  de la cara de un apoyo, deben ser diseñadas por lo menos para  $T_u$  calculado a una distancia  $d$ , como se muestra en la figura.

**Figura 4.9 Momento Torsor Crítico a una Distancia d**



**Fuente:** Proyecto de comportamiento del concreto reforzado en vigas bajo efectos de torsión basado en aci 318-08

#### 4.3.3.2 Resistencia al Momento Torsional

La resistencia al momento torsional es proporcionada básicamente por el refuerzo.

Criterio de  $A_0$  y  $A_{0h}$

- La resistencia a la torsión de diseño debe ser mayor o igual que la resistencia a la torsión requerida:

$$\phi T_n \geq T_u$$

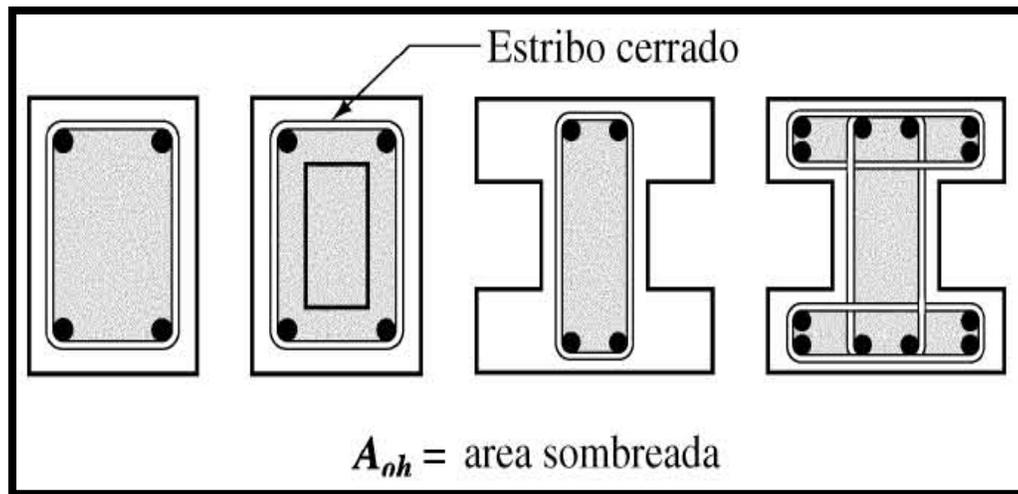
- La expresión para calcular la resistencia nominal al momento torsional en términos de la fluencia de los estribos fue descrita en la sección 2.1.2.2.

$$T = \frac{2A_0A_t f_{yt}}{s} \cot\theta$$

- La definición  $A_0$  de corresponder a la sección no fisurada.
- La Resistencia nominal a la torsión se alcanza  $T_n$  después que el hormigón se ha agrietado y después que el elemento de concreto ha sufrido una considerable rotación por torsión.

- Bajo grandes giros es posible que el hormigón se descascare, por eso se ignora el recubrimiento del concreto.
- Después del agrietamiento, el área encerrada por el flujo de corte queda definida por las dimensiones  $x_0$  y  $y_0$  que forman el área  $A_{oh}$ , y no hasta el centro de las paredes del tubo que forman el área  $A_0$  como se suponía antes del agrietamiento.
- $A_{oh}$ , es el área encerrada por el eje de la armadura transversal cerrada más externa dispuesta para resistir torsión, como se ilustra en la figura.
- El área  $A_0$  se puede determinar haciendo un análisis exacto o suponer que es igual a  $0,85A_{oh}$
- El ángulo  $\theta$  de las diagonales comprimidas de concreto está comprendido entre 30 y 60 grados para concreto no pretensado, se sugiere usar un valor de 45 grados.

**Figura 4.10 Definición de Aoh**



**Fuente:** comentario ACI 318-08. p. 181.

#### 4.3.3.3 Criterio para el cálculo del área de acero longitudinal $A_L$

• Al igualar T, en las ecuaciones obtenidas en la sección 2.1.2.2 para la armadura transversal y longitudinal, se obtiene la armadura longitudinal para resistir torsión en función de la armadura transversal.

$$\frac{2A_0A_t f_{yt}}{s} \cot\theta = \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_{yl}}\right) \cot^2\theta = \frac{2A_0A_L f_y}{P_h \cot\theta}; A_L$$

#### 4.3.3.4 Criterio para Momento Torsional y Cortante

- Para reducir el agrietamiento del concreto y para impedir el aplastamiento de las diagonales de concreto, se establece un límite superior para la máxima tensión debida al corte y torsión, análogo al de corte solamente.
- En las secciones macizas, las tensiones debidas al corte actúan en toda la sección, mientras que las tensiones debidas a la torsión son resistidas exclusivamente por un tubo de pared delgada.
- Se especifica para las secciones macizas una interacción elíptica entre las tensiones debidas al corte y las tensiones debidas a la torsión, como se vio en la sección 2.3.
- Para las secciones huecas, las tensiones debidas al corte y a la torsión se suman en un lado de la pared, como se vio en la sección 2.3.
- Para secciones huecas y solidas los esfuerzos cortantes por torsión y corte, no pueden ser mayores que el esfuerzo cortante que produce el agrietamiento por el corte, más  $0,66\sqrt{f'_c}$ , como lo indican las siguientes ecuaciones:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66\sqrt{f'_c}\right) \quad ; \text{ Secciones solidas}$$

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66\sqrt{f'_c}\right) \quad ; \text{ Secciones huecas}$$

Los estribos calculados para torsión y cortante se suman. Como los estribos por cortante están en términos de todas las ramas del estribo mientras que los estribos por torsión están en función de una sola rama, se deben sumar como:

$$\frac{A_{v+t}}{s} = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s}$$

#### 4.3.3.5 Criterio para Momento Torsional y Flexión

El refuerzo longitudinal requerido por torsión se suma en cada sección al refuerzo

requerido por flexión.

La tensión longitudinal que ocasiona la torsión, en la zona de compresión por flexión, permite una reducción del acero longitudinal requerido para la torsión en esa zona en una cantidad igual a:

$$\frac{M_u}{0,9df_y}$$

#### 4.3.3.6 Criterio para el Refuerzo Transversal y Longitudinal por Torsión

- Para asegurar la ductilidad de los elementos de concreto armado, al igual que para flexión y corte, se especifica el refuerzo mínimo transversal y longitudinal para torsión, que se debe colocar siempre que  $T_u > \phi T_{cr} / 4$
- Es usual que los elementos solicitados a torsión también están solicitados simultáneamente a corte, por lo que el área mínima para estribos se especifica para torsión y corte.

$$(A_v + 2A_t) = 0,062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq \frac{0,35b_w s}{f_{yt}}$$

- Se especifica un área mínima para refuerzo longitudinal, en función del refuerzo transversal.

$$A_{L,min} = \frac{0,42\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y}; \quad \frac{A_t}{s} \geq \frac{0,175b_w}{f_{yt}}$$

Espaciamiento del refuerzo para torsión

Se especifican los espaciamientos máximos a los cuales se debe colocar el refuerzo transversal en un elemento diseñado por torsión. Estos criterios previenen la excesiva pérdida de rigidez y controlan el ancho de fisuras en el elemento.

##### 4.3.3.6.1 Criterio para el Espaciamiento de los Estribos

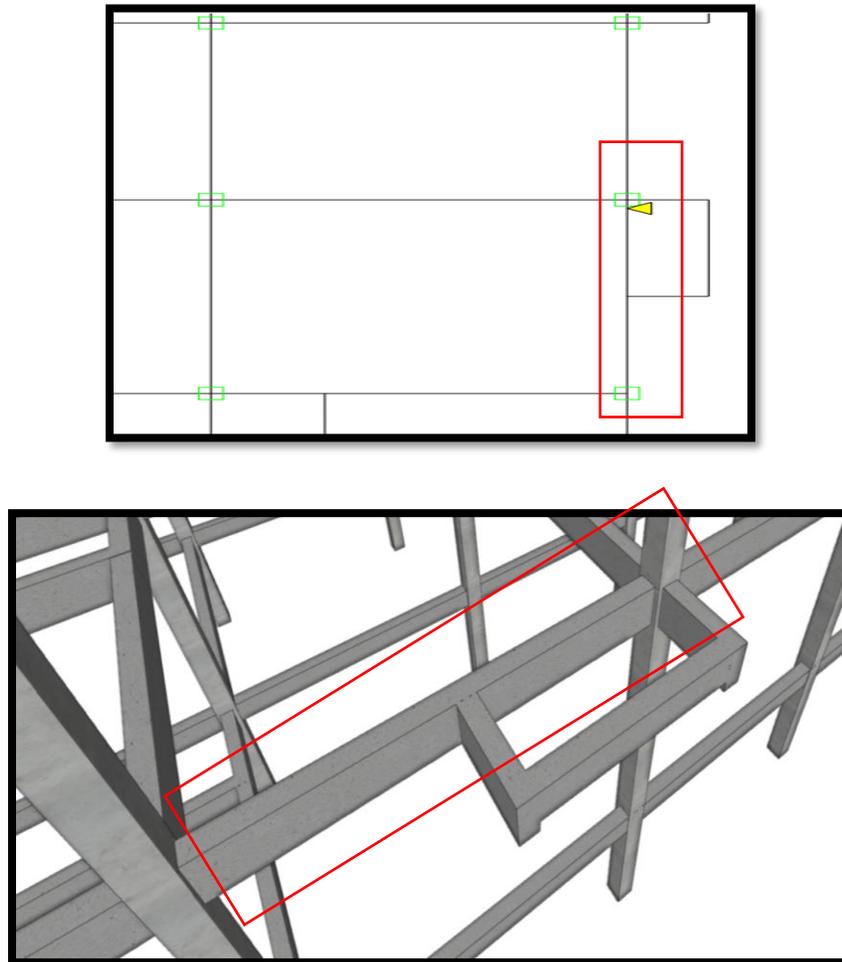
- El espaciamiento de los estribos se limita para prevenir la excesiva pérdida de la rigidez torsional después del agrietamiento y controlar el ancho de fisuras, no debe exceder el menor valor entre  $P_h/8$  y 300 mm.

- Las barras longitudinales requeridas por torsión se deben distribuir alrededor del perímetro de los estribos cerrados para que sea efectiva. El espaciamiento entre barras no debe exceder de 300 mm y el diámetro debe ser de al menos 0,042 veces el espaciamiento entre estribos, pero no menos de diámetro No. 10.
- La longitud de desarrollo que se requiere para el refuerzo torsional, es mayor que el usado para el refuerzo por cortante y flexión debido a que las fisuras por tensión diagonal debidas a la torsión se desarrollan en un patrón helicoidal.

#### 4.4 Análisis Estructural a Torsión de la Viga en base a la ACI 318-08

En este caso se hará el análisis de la viga que se encuentra en el pórtico N°12, la cual en el punto B31 tiene un apeo con la viga del pórtico N°5, las cuales se ilustran en la figura

**Figura 4.11 Vista en Planta de la viga del pórtico N°12**



**Fuente:** Extracción del CYPECAD

##### 4.4.1 Diseño a Torsión

Para el diseño a Torsión se debe verificar que la siguiente expresión se cumpla

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \cdot Ph}{1,7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left( \frac{Vc}{bw \cdot d} + 0,66 \sqrt{f'_c} \right)$$

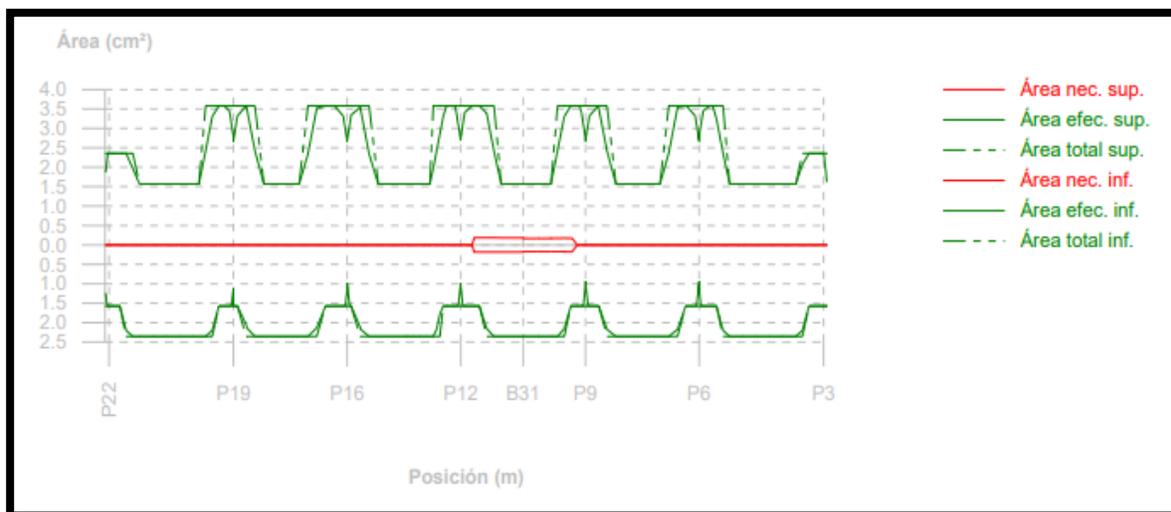
#### 4.4.1.1 Dimensiones de la Viga

Altura (h)=	400.0	mm
Base (b)=	200.0	mm
Longitud Viga Principal (L)=	4.7	m
Longitud Viga Secundaria (l)=	1.0	m
Longitud del Brazo (Lb)=	1.0	m

##### 4.4.1.1.1 Determinación de la Fuerza P Actuante

Sabemos que en la viga actúa un momento Torsor de:

**Figura 4.12 Grafica de momentos Torsores Actuantes en la viga**



**Fuente:** CYPECAD

$$Tu = 7,99 \quad \text{kN.m}$$

$$\text{Por lo tanto:} \quad Tu = \frac{(Pu \cdot L_b)}{2} \rightarrow Pu = \frac{2Tu}{L_b} = 15.98 \quad \text{kN}$$

$$Tu \approx 16 \text{ kN}$$

#### 4.4.1.1.2 Determinación de la Longitud Efectiva

$$\text{longitud de empotramiento} = 150 \text{ mm}$$

$$L_{ef} = L - 2(\text{longitud de Empotramiento}) = 1,7 \text{ m}$$

#### 4.4.1.2 Determinación de la Carga Muerta debido al Peso Propio

$$W_{CM} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times b \times h \times 9.81 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 1881.6 \text{ N/m}$$

$$W_{cm} = 1.882 \text{ kN/m}$$

#### 4.4.1.2.1 Análisis por Carga Muerta

Cálculo de Momentos Flectores y Cortantes se muestran en las tablas a continuación:

**Tabla 4.2 Valores de Momentos y Cortantes debido a Carga Muerta**

<u>VIGA PRINCIPAL</u>			
$Mf_{(-)izq}$	$\frac{WL^2}{12} + \frac{(W \times l)L}{8} =$	4.57	kN-m
$Mf_{(-)der}$	$\frac{WL^2}{12} + \frac{(W \times l)L}{8} =$	4.57	kN-m
$Mf_{(+)}$	$\frac{WL^2}{24} + \frac{(W \times l)L}{8} =$	2.84	kN-m
$V_{(izq)}$	$\frac{WL}{2} + \frac{(Wl)}{2} =$	5.36	kN
$V_{(der)}$	$\frac{WL}{2} + \frac{(Wl)}{2} =$	5.36	kN

**Fuente:** Elaboración Propia

**Tabla 4.3 Valores de Momentos y Cortantes debido a Carga Muerta**

<u>VIGA SECUNDARIA</u>			
$Mf_{(-)izq}$	$\frac{WL^2}{2} =$	0.941	kN-m
$Mf_{(-)der}$	0		
$V_{(izq)}$	$Wl =$	1.882	kN
$V_{(der)}$	0		

**Fuente:** Elaboración Propia

#### 4.4.1.2.2 Análisis por Carga Puntual Aplicada

Cálculo de momentos Flectores y Cortantes debido a la carga Muerta, se muestra en las tablas a continuación:

**Tabla 4.4 Valores de Momentos y Cortantes debido a carga Puntual**

<u>VIGA PRINCIPAL</u>			
$Mf_{(-)izq}$	$\frac{(P)L}{8} =$	9.4	kN-m
$Mf_{(-)der}$	$\frac{(P)L}{8} =$	9.4	kN-m
$Mf_{(+)}$	$\frac{(P)L}{8} =$	9.4	kN-m
$V_{(izq)}$	$\frac{p}{2} =$	8	kN
$V_{(der)}$	$\frac{p}{2} =$	8	kN

**Fuente:** Elaboración Propia

**Tabla 4.0.5 Valores de Momentos y Cortantes debido a carga Puntual**

VIGA SECUNDARIA			
$Mf_{(-)izq}$	$PL_b =$	16	kN-m
$Mf_{(-)der}$	0	0	
$V_{(izq)}$	$P=$	16	kN
$V_{(der)}$	$P=$	16	kN

**Fuente:** Elaboración Propia

#### 4.4.1.2.3 Cortantes y Momentos Totales

Se puede ver los Cortantes y momentos totales de la viga Principal y Secundaria en las tablas a continuación:

**Tabla 4.6 Esfuerzos en Viga Principal**

Viga Principal		
$Mf_{(-)izq}$	4.83	kN-m
$Mf_{(-)der}$	4.83	kN-m
$Mf_{(+)}$	-6.56	kN-m
$V_{(izq)}$	-2.64	kN
$V_{(der)}$	2.64	kN

**Tabla 4.7 Esfuerzos en Viga Secundaria**

Viga Secundaria		
$Mf_{(-)izq}$	15.05	kN-m
$Mf_{(-)der}$	0	kN-m
$V_{(izq)}$	14.118	kN
$V_{(der)}$	15	kN

**Fuente:** Elaboración Propia

## Datos del Diseño

$\Phi=$	0.9		<b>Recubrimiento=</b>	40	mm
$\beta_1=$	0.85		<b>db #2=</b>	6.4	mm
$f'_c=$	25	Mpa	<b>db #3=</b>	9.5	mm
$f_y=$	500	Mpa	<b>d=400-40=</b>	360	mm

### 4.4.1.3 Diseño a flexión

Calculamos la Cuantía Balanceada

$$P_{bal} = \frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.019705$$

Cuantía y Área de Acero Permitida

$$\rho_{max} = 0,5\rho_{bal} = 0.009852$$
$$A_{s_{max}} = \rho_{max}bd$$
$$709.36 \text{ mm}^2$$

Momento Máximo que puede soportar la viga

$$Mu_{max} = \Phi A_{s_{max}} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 101598199 \text{ N-mm}$$

$$a = \frac{A_{s_{max}} f_y}{0,85 f'_c b} = 83.45 \text{ mm}$$

Se debe cumplir:

$$\Phi Mn \leq Mu_{max}$$

$$-6.56 \leq 101.598199 \text{ CUMPLE!!}$$

Si cumple la Anterior condición se calcula el área de Acero para  $\phi Mn$

$$M_u = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) =$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \rightarrow$$

$$A_s = 40.765 \text{ mm}^2$$

Verificamos el área de acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d \geq \frac{1,4}{f_y} b d =$$

$$180 \geq 201,6 \quad \text{NO CUMPLE!!}$$

**Colocar 201.6 mm<sup>2</sup>**

#### 4.4.1.4 Tipo de Torsión

Establecemos si se trata de Torsión por equilibrio o Torsión por Compatibilidad

$$0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Se trata de Torsión por Equilibrio:

$$T_u = \frac{P L_b}{2} = 8 \text{ kN-m}$$

**Verificamos si es necesario el Refuerzo por Torsión**

Calculamos el área y perímetro de la sección

$$A_{cp} = bh = 80000 \text{ mm}^2 \quad P_{cp} = 2(b + h) = 1200 \text{ mm}$$

### Umbral de Torsión

Si se cumple la siguiente Expresión según la sección 11.5.1, se desprecia la torsión:

$$Tu \leq \phi 0,083\lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{Acp^2}{Pcp} \right) = 1881333.33 \text{ N-mm}$$

$\lambda=1$  para concreto no pretensado

$$8 \leq 1.8813 \quad \text{NO CUMPLE!!}$$

**Requiere refuerzo por Torsión**

### Verificación de la sección Transversal de la viga

Cálculo de Propiedades de la sección transversal:

$$x_1 = b - \left( rec + \frac{d_{bt}}{2} \right) = 156.8 \quad y_1 = h - \left( rec + \frac{d_{bt}}{2} \right) = 356.8$$

$$A_{oh} = x_1 y_1 = 55946.24 \quad A_o = 0,85 A_{oh} = 47554.304$$

$$P_h = 2(x_1 + y_1) = 1027.2$$

Cálculo del cortante que soporta el concreto según sección 11.2 del código:

$$V_c = 0,17\lambda \sqrt{f'_c} bd = 61200 \text{ N}$$

Se debe Cumplir la siguiente expresión:

$$\sqrt{\left( \frac{Vu}{b_w d} \right)^2 + \left( \frac{Tu \cdot P_h}{1,7 \cdot A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'_c} \right)$$

$$1.5448 \leq 3.5275 \quad \text{CUMPLE!!}$$

#### 4.4.1.5 Refuerzo Transversal por Torsión y Cortante

##### Refuerzo Transversal por Torsión

Usamos el torque nominal obtenido del Análisis Estructural:

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} \qquad T_n = 9.412$$

$$\theta = 45^\circ \rightarrow \text{según sección 11.5.3.6}$$

Reemplazando valores en la siguiente Expresión obtendremos  $A_t/s$

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \rightarrow$$

$$\frac{A_t}{s} = 0.198 \quad \text{mm}^2/\text{mm}$$

Esto está dado para una rama del estribo

##### Refuerzo Transversal por Cortante

Se debe cumplir la siguiente Expresión, en caso contrario se va requerir refuerzo por cortante

$$V_u > \frac{1}{2} V_c$$

$$2.64 > 30.6 \quad \text{CUMPLE!!}$$

Si requerimos esfuerzo por cortante, se obtiene de la ecuación dada en la sección 11.4.7.2

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{A_v f_{yt} d}{s} =$$

#### 4.4.1.6 Diseño de los Estribos

Según la sección 11.5.3.6 el área de acero total para los estribos se puede calcular como:

$$\frac{A_{v+t}}{s} = \frac{2A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 0.396 \quad \text{mm}^2/\text{mm}$$

Determinamos el área transversal de la varilla propuesta:

$$A_{bt} = 32.17 \text{mm}^2$$

Encontramos la separación a la que deben ir los estribos:

$$s = \frac{2(A_{bt})}{A_{v+t}/s} = 162.47 \quad \text{mm}$$

Verificamos la separación máxima de los Estribos:

$$\frac{Ph}{8} = 128.4 \text{mm} \text{ ó } 300 \text{mm}$$

**colocar a 128 mm**

Verificación del área mínima del estribo, según sección 11.5.5.2 y debe cumplir:

$$(A_v + 2A_t) = 0,062 \sqrt{f_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq \frac{0,35 b_w s}{f_{yt}}$$

$$64.34 \quad \geq \quad 17.92 \quad \text{CUMPLE!!}$$

#### 4.4.1.7 Diseño del Refuerzo Longitudinal

Determinamos el área de acero longitudinal por torsión que se debe adicionar al de flexión

Según la sección 11.5.3.7 el área de acero longitudinal se calcula como:

$$A_L = \left(\frac{At}{s}\right) P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cot^2 \theta = 203.386 \text{ mm}^2$$

### Verificación del área longitudinal mínima

$$A_{L.min} = \frac{0,42 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{At}{s}\right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y} = 138.78 \text{ mm}^2$$

Debe cumplir:

$$\frac{At}{s} \geq 0,175 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$0.192 \geq 0.07 \quad \text{CUMPLE!!}$$

El acero longitudinal debe repartirse en todo el perímetro del estribo

### Área de acero en la cama Inferior

$$A = 203.386 \text{ mm}^2$$

*Colocar 3 #3(Φ10) As=213 mm<sup>2</sup>*

### Área de acero en la cama superior

$$A = 110.155 \text{ mm}^2$$

*Colocar 2 #3(Φ10) As=142 mm<sup>2</sup>*

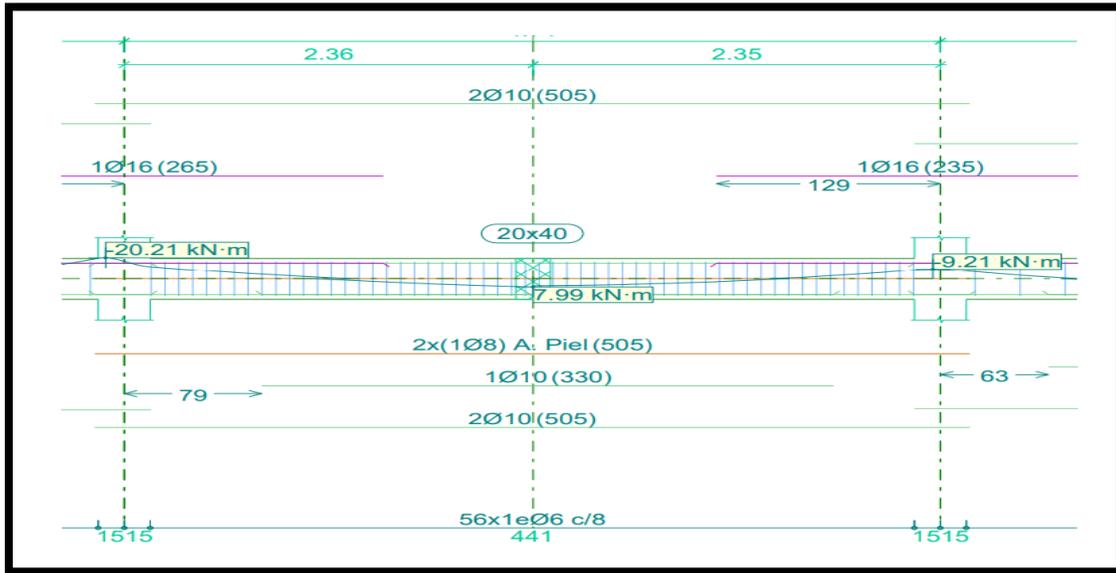
Se incluye Armadura de Piel

**Φ8 a cada lado**

#### 4.4.1.8 Disposiciones finales de la Armadura en la Viga

Se puede ver en la figura, la disposición final del armado en la viga:

**Figura 4.13 Disposición de armaduras de la viga estudiada**

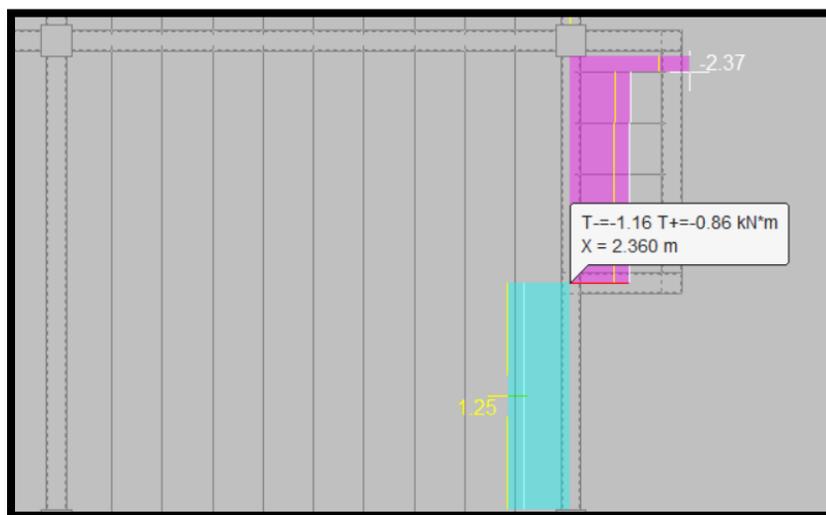


**Fuente:** CYPECAD

#### 4.5 Resultados Obtenidos

Como se pudo observar mediante el cálculo existe un momento torsor justamente donde existe el apeo de la viga del pórtico N°5.

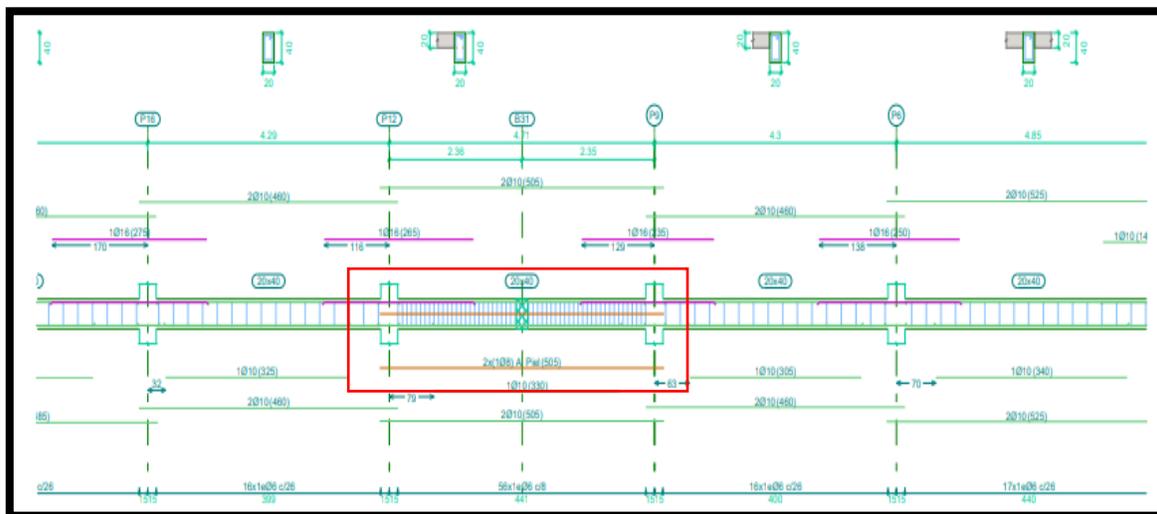
**Figura 4.14 Momento Torsor actuante en la viga**



**Fuente:** CYPECAD

Finalmente podemos ver en la figura que, en comparación a las demás vigas, en la sección en la que se presenta el momento torsor la disposición de los estribos es mucho más cercana, esto debido a que no solo debe soportar esfuerzos cortantes sino se suman los esfuerzos torsores, y para evitar el agrietamiento se dispone los estribos tan cerca.

**Figura 4.15 Comparación de la disposición de los estribos de la viga estudiada respecto a las demás**



**Fuente:** CYPECAD

#### 4.5.1 Comparación de las Armaduras de Manera Manual y el Programa Cypecad V.2020

A continuación, podemos en la tabla comparando los armados obtenidos con el programa y los obtenidos de manera manual:

**Tabla 4.8 Comparación de Resultados Manuales vs los Obtenidos por el Cypecad v.2020**

	Área Superior (cm <sup>2</sup> )	Área Inferior (cm <sup>2</sup> )	Área Transversal (cm <sup>2</sup> /m)
CYPECAD v2020.f	1.10	2.10	1.57
MANUAL	1.03	2.03	1.52
VARIACIÓN	-3.448%	-3.448%	3.289%

**Fuente:** Elaboración Propia

Lo que podemos concluir al ver la variación en ambos armados, es que como el programa del Cypecad en algunos casos sobredimensiona la estructura apeándose más al tema de la seguridad, nos brinda unas armaduras más generosas, mientras que de manera manual podemos elegir según criterio el diámetro que según experiencia se adecue más a la solicitada.

#### **4.6 Conclusiones del Aporte Académico**

- Respecto al análisis estructural de una viga apeada, pudimos determinar que efectivamente se van a presentar mayores esfuerzos de cortante y así mismo la torsión.
- De todas maneras, a priori, los apeos deberían tratar de evitarse, dado que ejercen algún esfuerzo mayor sobre su apoyo debido a que son cargas concentradas.
- Según el cálculo mediante el código ACI 318-08 se pudo ver que se requieren un mayor refuerzo de estribos en la zona donde se halla presente la torsión.
- Los apeos suelen generar mayores momentos por lo cual siempre es preferible evitarlos.
- En caso de apeos de vigas, no son tan problemáticos, si bien es preferible que las vigas descarguen sobre columnas, el esfuerzo mayor que se genera en la viga de apoyo no es tan significativo.
- Finalmente podemos decir que en el proyecto se presentan las vigas apeadas más que todo para resolver un tema de estética, y que en la norma boliviana de hormigón armado no se encuentra un capítulo que nos indique de manera adecuada y detallada estas vigas, como se presenta en este caso el código americano **ACI 3108-08, en la sección 11.5.**

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### Conclusiones

Una vez culminado el presente proyecto se llegó a las siguientes conclusiones:

- El proyecto está completo en la parte de la ingeniería, y listo para incorporar los capítulos del estudio socioeconómico y la evaluación de factibilidad, para luego ser ejecutado.
- En el presente proyecto están garantizados los aspectos más importantes como la ingeniería, la resistencia, la estética y la economía.
- Se ha podido verificar mediante la comprobación manual de cada elemento crítico, que no existe diferencia entre el armado obtenido por el Programa CYPECAD y el obtenido de manera manual.
- Se realizó el estudio de suelos, y la resistencia mínima de la capacidad portante tomando en cuenta ambos pozos fue de 0.245 MPa, esto a una profundidad de 2,00m. La misma que bajo una reducción del 15% por cuestiones y recomendaciones de seguridad fue la elegida para el diseño.
- Por otro lado, en cuanto al tipo de fundación más adecuada para el tipo de terreno que se presenta en el proyecto son las zapatas aisladas, las cuales son más económicas y satisfacen las necesidades del proyecto.
- Tanto las vigas y las columnas se diseñaron para la situación más crítica, tomando en cuenta las combinaciones más desfavorables de carga y en su dominio correspondiente. Los mismos que fueron analizados y comprobados de manera manual, obteniendo una sección final de viga de 20X40 cm y para la columna de 30x30 cm.
- Para el diseño de fundaciones, se hizo uso de las zapatas aisladas de sección cuadrada clasificada como rígida, y en cuanto al elemento más solicitado se tuvo una sección de 1.60x1.60 m con un canto de 0.40m, la cual fue sometido a verificación de adherencia, deslizamiento y vuelco.
- Así mismo se elaboró las especificaciones de cada ítem que se contempla dentro de lo que sería el Diseño Estructural abarcando más que todo la Obra gruesa sin tener en cuenta ningún tipo de Instalación.

- El presupuesto general de la obra fue elaborado con la ayuda del software PRESCOM y el mismo fue de **1.647.538,58 Bs**, cabe mencionar aquí que es un precio referencial debido a que para tener un precio más exacto se debe hacer un análisis de precios unitarios más a fondo.
- Finalmente, bajo el uso del software de Microsoft Project se elaboró el cronograma de ejecución de la obra que se contempla en el presente proyecto. Resultado que fue plasmado a través de un diagrama de GANT con una duración de **160 días** calendario.
- Y en lo que respecta al aporte académico efectivamente se muestra un cálculo más explícito en la norma ACI 318-08, en lo que respecta a la torsión en las vigas apeadas, pero que recalculando la obra bajo esta norma y comprobando con los resultados manuales igual se observa cierta variación en los resultados, aunque la misma es mínima.

### **Recomendaciones**

- Que las dimensiones de las vigas de hormigón armado cumplan con el dominio 3 de deformación, para que los materiales trabajen eficazmente.
- La comprobación y revisión de los volúmenes de hormigón calculados por el CYPECAD, debiendo revisar y corregir volúmenes en nudos de columnas y vigas.
- Que las especificaciones técnicas se cumplan para que el diseño sea eficaz.
- La verificación de la estructura, debiendo determinar si esta es arriostrada o no según la norma CBH-87.
- Calcular los coeficientes de pandeo según los monogramas para pórticos arriostrados y no arriostrados, del Código Boliviano del Hormigón (CBH-87).