

## **CAPÍTULO I ASPECTOS GENERALES**

### **1.1. El Problema**

En estos últimos años la ciudad de Tarija a tenido un crecimiento poblacional muy acelerado, al igual que el aumento de comerciantes se hizo inevitable. Varios de nuestros mercados se encuentran sobre poblados por los comerciantes, tal es el caso del mercado “La Loma”, uno de los mercados más importantes en nuestra ciudad.

Hablando del mercado la loma, se ha visto que las fallas la cual presenta este, son de gran consideración, ya sea en la parte estructural o estética.

Como consecuencia de los problemas ya mencionados anteriormente se ha podido observar la obsolescencia del mercado La Loma, ya que la estructura no cumple los requerimientos básicos para la que fue diseñada.

#### **1.1.1 Planteamiento.-**

De acuerdo estadísticas, realizadas a comerciantes y a consumidores, la obsolescencia del mercado es desde hacía muchos años atrás, dicha obsolescencia se debe a las siguientes causas:

- Infraestructura antigua y deteriorada.
- Mala distribución de los puestos de venta.
- Aumento de comerciantes y consumidores en los últimos años.
- Falta de infraestructura.
- Falta de estacionamiento vehicular.

De mantenerse la situación actual los pronósticos que se prevén son:

- Incomodidad de los comerciantes.
- Conflictos entre comerciantes.
- Inseguridad en el centro de abasto (comerciantes y consumidores).

- Condiciones higiénicas no adecuadas en el centro de abasto.
- Congestión vehicular.

Por lo que se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Mejoramiento y redistribución de los puestos de venta.
- Ampliación de la infraestructura.
- Construcción de una nueva infraestructura : bloques multipisos-con estacionamiento vehicular subterráneo

### **1.1.2 Formulación.-**

En el desarrollo del perfil se analizó las alternativas de solución al problema planteado, donde se definió que la mejor alternativa es la construcción de una nueva infraestructura, el cual estará compuesto por tres módulos:

- Módulo 1 con estacionamiento vehicular.
- Módulo 2 con estacionamiento vehicular.
- Módulo 3 con estacionamiento vehicular.

La presente propuesta se hace referencia al módulo de cuatro niveles con estacionamiento vehicular.

### **1.1.3 Sistematización.-**

De la alternativa de solución seleccionada se realizó un análisis previo de los elementos estructurales que se implementaran en el diseño estructural de la infraestructura del módulo de cuatro niveles, donde se contempló lo siguiente:

- Cimientos.- zapatas aisladas y zapatas con viga centradora.
- Muro de contención
- Estructura a porticada.- esta contempla vigas y columnas
- Losas.- losa casetonada y alivianada.
- Estructura de sustentación de la cubierta.- se tiene previsto utilizar cercha de perfil metálico

## **1.2. Objetivos.-**

El proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

### **1.2.1 Objetivo general.-**

Realizar el diseño estructural del nuevo mercado “La Loma” (modulo 3) de la ciudad de Tarija, cumpliendo los lineamientos de diseño de la Norma Boliviana del Hormigón “CBH-87” para la estructura y la Norma Americana del Método de Factores de Carga y Resistencia “LRFD” para la cubierta, garantizando así la estabilidad y la resistencia requerida.

### **1.2.2 Objetivo específicos.-**

Se establecen los siguientes:

- Realizar el estudio de suelos para determinar la capacidad portante del suelo del terreno de fundación de la estructura.
- Diseñar y Dimensionar las cerchas metálicas que sustentan la cubierta
- Realizar el cálculo estructural del proyecto conforme a los parámetros y criterios de la norma boliviana CBH-87 en cuanto se refiere al H°A°.
- Determinar el costo y el plazo de ejecución de la estructura.
- Elaborar los planos constructivos.

## **1.3. Justificación.-**

Las razones por las cuales se elabora el perfil de proyecto de grado son las siguientes:

### **1.3.1 Académica.-**

Aplicar y articular los conocimientos teóricos y prácticos adquiridos en las diferentes asignaturas de la carrera de ingeniería civil, en el diseño estructural de una edificación de uso público.

### **1.3.2 Técnica.-**

Se realizara un análisis técnico de acuerdo a normativa en el cálculo y diseño de la estructura de sustentación, según la información de la zona y los resultados de los estudios que vayan a realizarse.

### **1.3.3 Social.-**

Diseñar el nuevo mercado para de esa manera ofrecerles mayor comodidad tanto a comerciantes, consumidores y proveedores al momento de exponer o consumir los distintos productos, además de coadyuvar en la disminución de la congestión vehicular del lugar.

## **1.4 Alcance del proyecto.-**

Teniendo ya clara la idea de qué es lo que se pretende realizar, es de vital importancia, definir el alcance y las limitaciones que tendrá nuestro estudio, para así poder encarar satisfactoriamente las actividades propuestas.

Como alcance primordial se destaca el diseño estructural de todos los elementos de sustentación del edificio en tanto así también como de la cubierta, plasmando el diseño en planos estructurales para su posterior utilización.

En lo que respecta a las instalaciones de agua potable y alcantarillado, se realizará sólo un prediseño y una estimación de los costos no llegando a elaborar el diseño final debido a que el proyecto está enfocado al diseño estructural, como prioridad.

Así mismo, de manera referencial, se incluye la instalación eléctrica en la parte del presupuesto final.

## **1.5 Localización.-**

El mercado de la loma está ubicada actualmente en el barrio La Loma de San Juan que esta al Sur-Oeste de la ciudad de Tarija en la provincia Cercado, referenciada

por las siguientes coordenadas geográficas: 21°31'35.01' de latitud Sur y 64°44'12.55' de longitud Oeste, y una altitud promedio de 1910 m.s.n.m.

### **1.6 Servicios Básicos Existentes.-**

El lugar de emplazamiento de la obra cuenta con todos los servicios básicos existentes.

#### **➤ Agua potable y alcantarillado sanitario**

La administración de los sistemas de agua potable y alcantarillado, están parcialmente a cargo de la Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Tarija (COSSALT)

Respecto a la calidad y estado de la red de alcantarillado sanitario se encuentra en un estado regular debido a que el servicio tiene varios años de uso.

#### **➤ Energía eléctrica**

La dotación de energía eléctrica al lugar de emplazamiento así como la administración y control del suministro está a cargo de la Empresa de Servicios Eléctricos de Tarija (SETAR).

## **CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO**

### **2. Introducción**

En el siguiente capítulo se detallará la definición de cada uno de los materiales, la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de cada uno de los elementos estructurales del proyecto. Para garantizar los resultados de diseño se aplicarán las recomendaciones del Código Boliviano del Hormigón Armado (CBH-87), normativa que es de aplicación obligatoria para el diseño de estructuras de hormigón en el país.

#### **2.1 Levantamiento topográfico**

En todo proyecto de ingeniería se requiere la modificación del terreno original ya sea de poca o gran medida de cualquier manera es necesario determinar el volumen de material a fin de estimar el costo del acarreo del material a su destino final.

La combinación de equipos informáticos e instrumentos topográficos junto con el desarrollo de avanzados programas de cálculos topográficos y el modelado digital han hecho de que sea posible hoy en día la utilización generalizada de instrumentos topográficos de avanzada tecnología tales como la estación total el cual tiene grandes ventajas como la toma y registro de datos que es automático, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo; ya que con estas estaciones la toma de datos es automática (en forma digital) y los cálculos de coordenadas se realizan por medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones.

Generalmente estos datos son archivados en formato ASCII para poder ser leídos por diferentes programas de topografía, diseño geométrico y edición gráfica.

Por consiguiente es vital realizar varios puntos dentro y fuera del terreno con el fin de establecer curvas de nivel, cortes transversales y un replanteo del lugar completando así el levantamiento topográfico.

## 2.2 Estudio de suelos de fundación.-

El estudio de suelos en el lugar de emplazamiento es muy importante e imprescindible ya que en base a ello y a la magnitud de la obra se determinarán el tipo de cimentaciones que se implementarán en el diseño de la estructura.

De aquí la importancia de una correcta evaluación de las condiciones del subsuelo y una forma eficaz de hacerlo es mediante el ensayo de penetración estándar SPT que es una prueba In Situ que se realiza en el fondo de una perforación, que consiste en determinar el número N de golpes de un martillo con peso 63.5 kg. (140 lb.) y 762 mm. (30 pulg.) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado un toma muestras partido normal en una distancia de 305 mm. (1pie) cuyos diámetros normalmente son: 36.8 mm. (1.45pulg.) de diámetro interior y 50.8 mm. (2.0 pulg.) de diámetro exterior.

El ensayo se puede desarrollar en dos formas, una a cielo abierto mediante una excavación manual o con equipos característicos.

Hay que destacar que en nuestro medio se utiliza mucho el cono de punta diamantada y no la cuchara partida, por lo que se debe recordar que Sowers (1970), investigó que el número N de golpes necesarios para hincar 30 cm. utilizando un cono de punta diamantada, es comparable con el numero de golpes N del ensayo Normal de penetración (utilizando la cuchara partida), SPT.

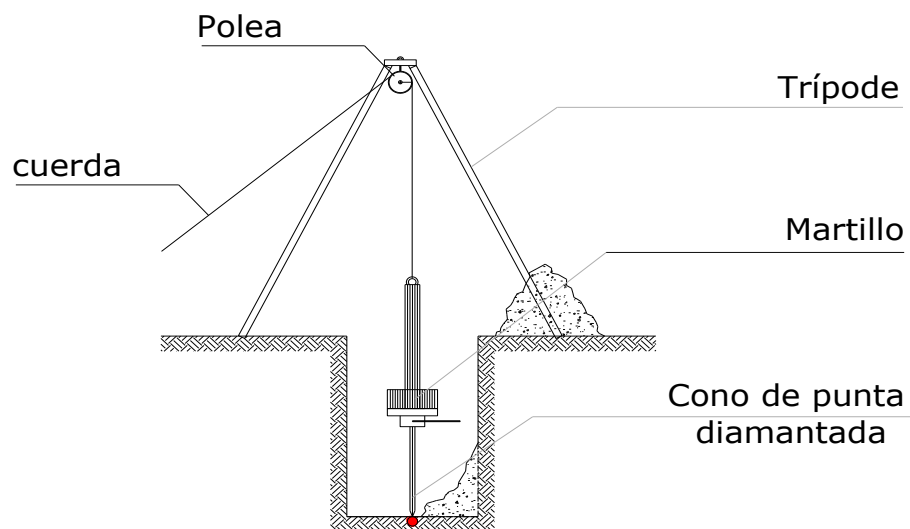


Figura 2.1: Esquema del ensayo de penetración estándar o SPT.

### 2.3. Arquitectura del proyecto

El diseño arquitectónico se los realiza considerando: la morfología, funcionalidad, estética; Siendo plena responsabilidad del arquitecto.

Teniendo en cuenta factores importantes del proyecto se vio conveniente el diseño de una estructura que sea segura, económica y funcional es por ese motivo que el diseño arquitectónico del proyecto contempla una estructura que da la comodidad a los comerciantes para la exposición de sus productos, ya que la distribución de puestos se la realizo de acuerdo a los productos que exponen los comerciantes.

### 2.4 Idealización de las estructuras

#### 2.4.1 Sustentación de cubierta

Una vez que se tiene ya establecidas las cargas actuantes sobre las cerchas, surge lo que se llama:

- Cercha real: En la cual las cargas pueden estar aplicadas en cualquier lugar, en los tramos elementos o nudos.
- Cercha ideal: Que tiene solamente cargas aplicadas en los nudos. Sólo existen fuerzas normales (fuerza interna perpendicular a la sección)

Las obtención de las fuerzas internas en cada barra nos permiten realizar el dimensionamiento de las mismas

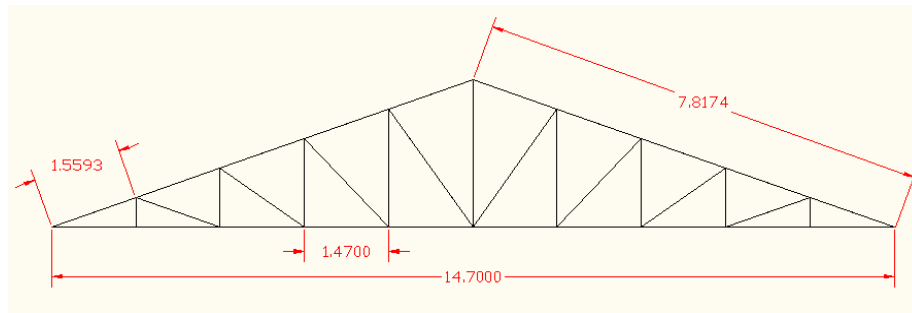
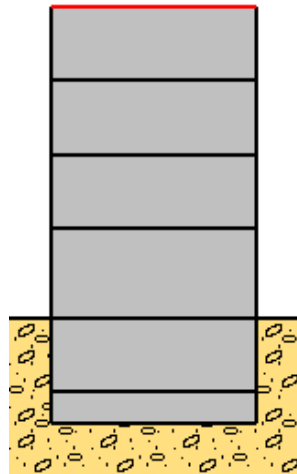


Figura 2.2: Idealización de la cercha

## 2.4.2 Sustentación de la edificación

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos

Los pórticos de la estructura están compuestos de columnas de sección cuadrada y rectangular, las vigas de arriostamiento (sobre cimientos y encadenado) de sección rectangular, las losas serán forjados reticulares.



*Figura 2.3: Idealización de la edificación*

## 2.4.3 Fundaciones

Las fundaciones estarán compuestas de zapatas aisladas, las cargas provenientes de la estructuras son de gran consideración por tratarse de una edificación de cinco niveles, además que la carga viva adoptada es muy grande ( $Q=400\text{kg/cm}^2$ ) ya que es un edificio público, como así también se tiene un suelo de fundación buena; la fundación se encuentra a un nivel de -5 m por debajo del nivel del terreno. además, las zapatas aisladas son más económicas, puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de fundación son reducidos a comparación de una losa de cimentación.

En el caso de zapatas de base cuadrada, las armaduras se distribuirán uniformemente en las dos direcciones paralelas a los lados de la base.

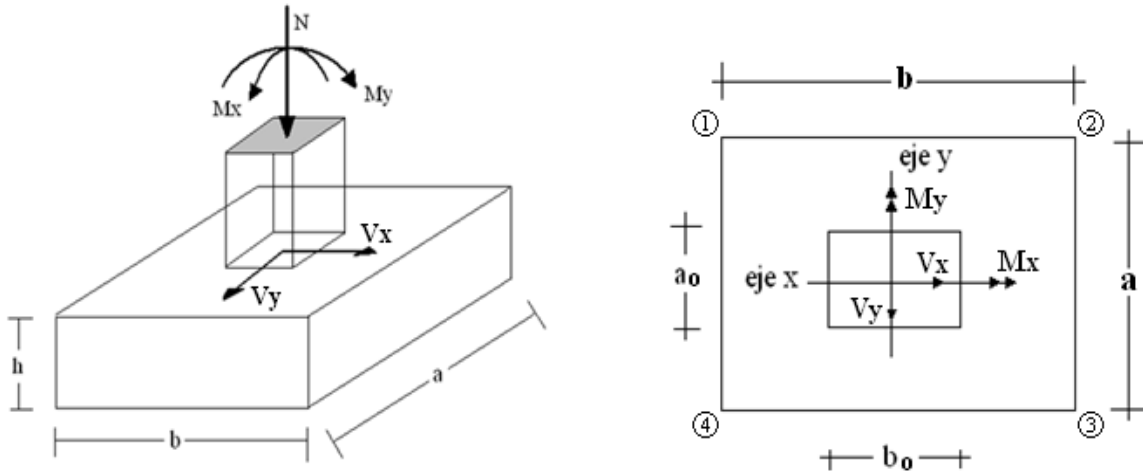


Figura 2.4: Idealización de la fundación

## 2.5 Diseño estructural

### 2.5.1 Estructura de sustentación de la cubierta.-

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

Debido que para el LRFD se emplea un coeficiente de seguridad o factor de carga para las solicitaciones permanentes menor que para las demás acciones, por cuanto se encuentran determinadas con mayor precisión y además las cargas que permanecen actuando sobre la estructura durante largos periodos de tiempo varían menos en magnitud que aquellas que se aplican durante periodos cortos, igualmente los coeficientes de seguridad aplicados a la capacidad de resistencia de los materiales es sensiblemente inferior al factor de carga.

#### 2.5.1.1 Combinaciones de carga.-

La nomenclatura a utilizarse en la especificación LRFD es la mostrada a continuación:

- Carga Permanentes = D
- Carga variable de piso = L

- Carga variables de techo =  $L_r$
- Carga viento =  $W$
- Carga por sismo =  $E$
- Carga de nieve =  $S$
- Carga de lluvia o hielo sin incluir encharcamiento =  $R$

La norma LRFD nos muestra las siguientes combinaciones

*Tabla 2.1. Fuente: lrfd-93*

$1.4D$	(1)
$1.2D + 1.6L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(2)

Las cargas de impacto se incluyen sólo en la segunda de esas combinaciones.

Si comprende las fuerzas de viento ( $W$ ) y sismo ( $E$ ) es necesario realizar las siguientes combinaciones

*Tabla 2.2. Fuente: lrfd-93*

$1.2D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$	(3)
$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(4)
$1.2D + \text{o- } 1.0E + 0.5L + 0.2 S$	(5)

Es necesario considerar sólo la carga de impacto en la combinación (3) de este grupo. Existe un cambio en el valor del factor de carga para  $L$  en las combinaciones (3), (4), (5) cuando se trata de garajes, áreas de reuniones públicas, y en todas las áreas donde la sobrecarga exceda 100 psi. En tal caso se debe utilizar el valor de 1 y las combinaciones resultan ser:

*Tabla 2.3. Fuente: lrfd-93*

$1.2D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.8W)$	(3)
$1.2D + 1.3W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(4)
$1.2D + \text{o- } 1.0E + 1.0L + 0.2 S$	(5)

Es necesario considerar otra combinación para tomar en cuenta la posibilidad de levantamiento. Esta combinación se incluye en los casos donde se incluyen las fuerzas de

tensión debido a momentos de volteo, que regirá en edificios altos con fuertes cargas laterales. En esta combinación las cargas muertas se reducen en un 10% para tomar en cuenta situaciones en las que se hayan sobreestimado.

*Tabla 2.4. Fuente: lrfd-93*

0.9D +o- (1.3W o Lo E)
------------------------

### 2.5.1.2 factores de resistencia.-

Para estimar con precisión la resistencia última de una estructura es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tiene en la resistencia de los materiales, en las dimensiones y en la mano de obra. Con el factor de resistencia, el proyectista reconoce implícitamente que la resistencia de un miembro no puede calcularse exactamente, debido a imperfecciones en las teorías de análisis, a variaciones en las propiedades de los materiales y a las imperfecciones en las dimensiones de los elementos estructurales.

Para hacer esta estimación, se multiplica la resistencia ultima teórica (llamada aquí resistencia nominal) de cada elemento por un factor  $\phi$ , de resistencia o de sobrecapacidad que es casi siempre menor que la unidad.

*Tabla 2.5: Factores de reducción de resistencia*

<b>Factor de Reducción (<math>\phi</math>)</b>	<b>SITUACIÓN</b>
1	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo de cargas concentradas, cortante en tornillo en juntas tipo fricción
0.9	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldaduras con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal de base, fluencia de la sección total de miembros a tensión.
0.85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento de agujeros.
0.80	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal ala área efectiva de soldadura de ranura con

	penetración parcial.
0.75	Tornillos a tensión, soldadura de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión.
0.65	Aplastamiento en tornillos (que no sea tipo A307)
0.60	Aplastamiento en cimentaciones de concreto

Fuente: lrfd-93

### 2.5.1.3 Diseño de miembros sometidos tracción.-

Para realizar el diseño de cualquier miembro sometido a tracción se debe realizar el análisis de cargas y tener conocimiento de los siguientes datos:

**Ng** = Carga muerta, **Nq** = Carga viva, **Fy** = Esfuerzo mínimo de fluencia,

**Fr** = Esfuerzos de tensión mínima a la ruptura.

1.- Definir la selección del perfil

2.- Condiciones a cumplir:

$$f'1 = \frac{P_u}{A_{bruta}} \leq F't = \Phi_1 * F_y$$

$$f'2 = \frac{P_u}{A_{critica}} \leq F't = \Phi_2 * F_r$$

$$\frac{Kl}{r_{min}} \leq 300$$

3.- Carga mayorada (Pu)

4.- Esfuerzos y áreas necesarias

$$F't = \Phi * F_y$$

$$f'1 = \frac{P_u}{A_{bruta}} \leq F't \rightarrow f't = F't \rightarrow A_{bruta \ min_{nec}} = \frac{P_u}{\Phi_1 * F_y}$$

$$f'2 = \frac{P_u}{A_{critica}} \leq F't \rightarrow f't = F't \rightarrow A_{critica \ min_{nec}} = \frac{P_u}{\Phi_2 * F_r}$$

5.- Cálculo del radio mínimo necesario

$$\frac{Kl}{r} \leq 300 \rightarrow r_{min_{nec}} = \frac{Kl}{300}$$

6.- De tablas según el perfil se obtiene: A= Área, b= Espesor alma, rx= radio de giro

x, ry= radio de giro y

## 7.- Verificaciones correspondientes

$$f' = \frac{P_u}{A_{bruta}} \leq F't \rightarrow \text{cumple} \quad ; \quad f'' = \frac{P_u}{A_{critica}} \leq F't \rightarrow \text{cumple}$$
$$\frac{Kl}{r_x} \leq 300 \rightarrow \text{cumple} \quad ; \quad \frac{Kl}{r_y} \leq 300 \rightarrow \text{cumple}$$

### 2.5.1.4 Diseño de miembros sometidos a compresión.-

Para realizar el diseño de cualquier miembro sometido a compresión se debe realizar el análisis de cargas y tener conocimiento de los siguientes datos: **Ng** = Carga muerta, **Nq** = Carga viva, **Fy** = Esfuerzo mínimo de fluencia, **fa** = Tensión de compresión que está actuando sobre la pieza, **Fa** = Tensión resistente a compresión que tiene la pieza en las condiciones de trabajo que se ha determinado

1.- Definir el perfil a usar

2.- Condiciones a cumplir:  $P_u = \frac{P_u(sol)}{A} \leq P_n$  ;  $\frac{Kl}{r} \leq 200$

3.- Carga mayorada obtenida del cálculo de la cercha (Pu(sol))

4.- Carga obtenida mediante el cálculo manual (Pu)

5.- Esfuerzos y áreas necesarias

$$P_u = \Phi_c * P_n = \frac{P_u(sol)}{A} \leq P_n \rightarrow P_u = P_n$$

$$P_n = A * F_{crit}$$

5.- Cálculo del radio mínimo necesario

$$\frac{Kl}{r} \leq 200 \rightarrow r_{minnec} = \frac{Kl}{200} \rightarrow \text{a tabla (Anexos)}$$

6.- Se obtiene los valores de las tablas: A = Área, rx = radio en X, ry = radio en Y

7.- Se procede a realizar las tentativas

8.- Relación de esbeltez

$$\frac{Kl}{r_x} \leq 200 \rightarrow \text{cumple} \quad ; \quad \frac{Kl}{r_y} \leq 200 \rightarrow \text{cumple}$$

$$\lambda_{cx} = \frac{Kl}{r_x * \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad ; \quad \lambda_{cy} = \frac{Kl}{r_y * \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

9.- Esfuerzo crítico

$$\text{si } \lambda_c \leq 1.5 \rightarrow F_{crit} = 0.658 \lambda_c^2 \quad ; \quad \text{si } \lambda_c \geq 1.5 \rightarrow F_{crit} = \left( \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) * F_y$$

$$P_n = A * F_{crit}$$

10.- Verificaciones correspondientes

$$P_u = \Phi_c * P_n = \frac{P_u(sol)}{A} \leq P_n \rightarrow \text{cumple} \quad ; \quad \frac{Kl}{r} \leq 200 \rightarrow \text{cumple}$$

### 2.5.1.5 Diseño de miembros sometidos a flexotracción.

1.- Definir el perfil a usar

2.- Condiciones a cumplir:

Verificación flexión asimétrica o esviada:

$$\frac{P_u}{2 * \Phi_t * p_n} + \frac{M_{ux}}{\Phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi_b * M_{ny}} \leq 1.0$$

3.- Cálculo de la fuerza nominal Pn:

$$p_n = \Phi_t * P_t = \Phi_t * f_y * A$$

4.- fuerza interna de la cercha calculada (Pu)

5.- Calculo del momento nominal Mnx y Mny:

$$M_{nx} = \Phi_b * f_y * Z_x$$

$$M_{ny} = \Phi_b * f_y * Z_y$$

6.-verificacion a flexotraccion:

$$\frac{P_u}{2 * \Phi_t * p_n} + \frac{M_{ux}}{\Phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi_b * M_{ny}} \leq 1.0 \text{ cumple !!}$$

### 2.5.1.6 Verificación a la flecha para los distintos miembros:

$$\Delta_{cal} \leq \frac{L}{300}$$

$$\Delta_{cal} \leq \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I_x}$$

### 2.5.2 Estructura de sustentación de la edificación.-

La estructura a porticada de hormigón armado se diseñará y analizará en base al Código Boliviano del Hormigón “**CBH-87**”.

#### 2.5.2.1 El hormigón armado.-

##### ➤ Adherencia entre el hormigón y el acero.-

La adherencia entre el hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, lo que causaría una rotura brusca. La norma boliviana de hormigón armado (Pg.224) dice “*la adherencia permite la transmisión de esfuerzos*”

tangenciales entre el hormigón y armadura, a lo largo de toda la longitud de ésta y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos”.

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

### ➤ Resistencia a compresión.-

Es la característica fundamental del hormigón y de hecho la mayoría de sus cualidades crece paralelamente a la resistencia y se miden y controlan a través de ella.

La resistencia característica del hormigón es un resultado de un control estadístico realizado con probetas de ensayo cuyo resultado sigue una curva de distribución de frecuencias (curva de Gauss); éste es un valor con un 95 % de probabilidad que ocurra.

Se emplea como probeta normalizada la cilíndrica de 15 cm de diámetro y 30 cm. de altura, curada a una humedad relativa no inferior al 95% y a  $20 \pm 2$  °C y rota en estado húmedo a los 28 días de edad.

Se adopta como resistencia característica del hormigón a compresión ( $f_{ck}$ ), a la resistencia que alcanza el hormigón a los 28 días. Una manera de determinar la resistencia a compresión a j días, es mediante la siguiente tabla:

*Tabla 2.6: Coeficientes de conversión de la resistencia a la compresión respecto a probetas del mismo tipo a diferentes edades*

Edad del hormigón (días)	3	7	28	90	360
Cemento Portland común	0,4	0,65	1	1,2	1,35
Cemento Portland de alta resistencia	0,55	0,75	1	1,15	1,2

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

La resistencia a compresión del proyecto,  $f_{ck}$ , en ningún caso será inferior a 125 Kg/cm<sup>2</sup>. (12,5 MPa).

Una vez adoptado en el proyecto un valor de la resistencia característica, la instrucción establece el correspondiente sistema de control de calidad para verificar que se mantiene en el suministro del hormigón un valor de la resistencia característica no inferior al establecido en el proyecto. Es claro que el valor de la resistencia característica del hormigón suministrado no coincidirá con el especificado en el proyecto, superándolo como norma habitual.

El proyectista debe tener clara la idea de que el hormigón de la estructura es de inferior resistencia, a igual edad que el de las probetas y, por lo tanto que el valor especificado en el proyecto. De hecho, no se afirma que el hormigón de la estructura esté correctamente representado por el de las probetas moldeadas.

Lo que sí puede afirmarse es que de acuerdo con los análisis teóricos, las investigaciones de laboratorio y la experiencia práctica, con los coeficientes de seguridad reglamentarios y basándose en la resistencia del hormigón en probetas moldeadas, los métodos actuales de cálculo conducen a estructuras satisfactorias y razonablemente económicas.

### ➤ **Resistencia a tracción.-**

La resistencia a tracción del hormigón varía entre 8% y 15% de su resistencia a la compresión. Una razón principal para esta baja resistencia, es que el concreto contiene un gran número de grietas muy finas.

La resistencia a tracción es determinada a partir de ensayos con probetas. Esta resistencia bien puede determinarse mediante:

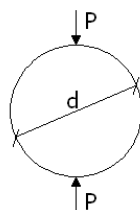
- **Prueba del módulo de ruptura:**

Este módulo se mide al cargar una viga rectangular de hormigón de 6 pulg. x 6 pulg. x 30 pulg. (Con apoyos simples a 24 pulg entre centros) a la falla de cargas concentradas iguales en los tercios del claro, de acuerdo con el método ASTM C-78.

- **Prueba radial de cilindro:**

La prueba radial de cilindro, que utiliza probetas cilíndricas, de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, de veintiocho días de edad, el ensayo se realiza según la disposición indicada en la siguiente figura, por lo que la rotura se produce por hendimiento.

El cilindro se fracturará a la mitad de extremo a extremo cuando se alcance su resistencia a la tracción.



Una manera de determinar la resistencia a tracción a  $j$  días, teniendo el valor de la resistencia a los 28 días, es mediante la siguiente tabla:

*Tabla 2.7: coeficientes de conversión de la resistencia a la tracción respecto a probetas del mismo tipo a diferentes edades*

Edad del hormigón (días)	3	7	28	90	360
Cemento Portland común	0,4	0,7	1	1,05	1,1

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Por el hecho de que la resistencia a tracción es mínima, para el cálculo se la desprecia, asumiendo que el hormigón no tiene resistencia a tracción.

#### ➤ **Clasificación de los hormigones, según su resistencia.-**

Los hormigones se tipifican, de acuerdo con su resistencia de proyecto a compresión a los 28 días, en probetas cilíndricas normales, según la siguiente serie:

H 12,5; H 15; H 17,5; H 20; H 25; H 30; H 35; H 40; H 45; H 50; H 55

Donde las cifras corresponden a las resistencias de proyecto  $f_{ck}$ , en MPa.

Los tipos H 12,5 a H 25 se emplean generalmente, en estructuras de edificación y los restantes de la serie se aplican en obras importantes de ingeniería y en prefabricación.

#### ➤ **Disposición de las armaduras**

##### • **Generalidades**

Las armaduras que se utilizan en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primarias las armaduras longitudinales y las armaduras transversales.

El principal objetivo de las armaduras longitudinales es el de absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón.

Las armaduras transversales se emplean para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.

En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes, más o menos parásitos. Su disposición puede ser longitudinal o transversal.

- **Distancia entre barras**

Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras o espacios vacíos. La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda los valores que se indican a continuación:

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

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

b) Si se disponen de dos o más capas horizontales de barras de acero, 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  $\varnothing \leq 32\text{mm}$  (una sobre otra), e incluso tres barras de  $\varnothing \leq 25\text{mm}$ . El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica recomendable cuando haya gran densidad de armaduras para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por él.

- **Distancia a los paramentos**

Se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza. El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aun que su espesor.

Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes con las que recomendamos a continuación:

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

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

El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1,5cm.

*Tabla 2.8: Recubrimientos Mínimos*

Para losas y paredes en el interior de los edificios	1.5 cm.
Para losas y paredes al aire libre	1.5 cm.
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1.5 cm.
Para vigas y pilares al aire libre	2 cm.
Para piezas en contacto con el suelo	3 cm.
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4 cm.

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

➤ **Doblado de las armaduras**

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

Radios de curvatura para ganchos y estribos son los que se muestran en la siguiente tabla:

*Tabla 2.9: Radios de curvatura para ganchos y estribos*

<b>Diámetro de la armadura</b>	<b>CA-25</b>	<b>CA-32</b>	<b>CA-40</b>	<b>CA-50</b>	<b>CA-60</b>
$\varnothing < 20\text{mm}$	2 $\varnothing$	2 $\varnothing$	2 $\varnothing$	2.5 $\varnothing$	3 $\varnothing$
$\varnothing \geq 20\text{mm}$	2.5 $\varnothing$	2.5 $\varnothing$	3 $\varnothing$	4 $\varnothing$	5 $\varnothing$

FUENTE: *Hormigón Armado de Jiménez Montoya (7<sup>ma</sup> edición)*

$\varnothing$  = Diámetro de la barra (mm.).

- a) En el caso de estribos con  $\varnothing < 10$  mm. los radios de curvatura internos podrán ser adoptados igual a 1.50  $\varnothing$  cualquiera que sea el acero
- b) Para barras de acero liso fraccionadas de acero CA-25 y CA-32 con  $\varnothing > 6$  mm. es obligatorio colocar gancho en las extremidades del anclaje.

Radios de curvatura para la armadura principal son los que se muestran en la siguiente tabla:

*Tabla 2.10: Radios de curvatura de la armadura principal*

<b>Acero</b>	<b>CA-25</b>	<b>CA-32</b>	<b>CA-40</b>	<b>CA-50</b>	<b>CA-60</b>
<b>Radio mínimo</b>	5 $\varnothing$	6 $\varnothing$	6 $\varnothing$	7.5 $\varnothing$	9 $\varnothing$

FUENTE: *Hormigón Armado de Jiménez Montoya (7<sup>ma</sup> edición)*

En el caso de que el doblado sea en varias capas para evitar el colapso y la fisuración del hormigón en la región, se aumenta el radio mínimo de doblaje en función de la cantidad de capas:

- Para 2 capas de hierro doblado aumentar 50%,
- Para 3 capas de hierro doblado aumentar 100%

➤ **Anclaje de las armaduras**

El concepto de la longitud de anclaje de las barras conformadas y los alambres conformados solicitados a tracción se basa en la tensión de adherencia promedio que se logra en la longitud embebida de las barras o alambres. Este concepto exige que las armaduras tengan longitudes mínimas especificadas o que se prolonguen las distancias mínimas especificadas más allá de las secciones en las cuales la armadura está solicitada a las tensiones máximas.

Las fórmulas que se utilizan para calcular la longitud de anclaje por prolongación recta son:

**Para aceros lisos**

$$l_{b1} = \frac{\phi * f_{yd}}{4 * \tau_{bu}}$$

$$\tau_{bu} = 0.90 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}; \quad \tau_{bu} = 0.28 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (MPA)}$$

**Para aceros corrugados**

$$\tau_{bu} = 0.90 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}; \quad \tau_{bu} = 0.40 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (MPA)}$$

**Cuando la armadura real es mayor que la necesaria.**

$$l_b = \frac{\phi * f_{yd} * A_{s \text{ calc}}}{4 * \tau_{bu} * A_{s \text{ real}}} \quad l_b \geq \begin{bmatrix} 0.30 * l_{b1} \\ 10 * \phi \\ 15 \text{ cm} \end{bmatrix}$$

En el caso de que la armadura real colocada en la pieza sea mayor que la armadura necesaria determinada por el cálculo estructural (donde el esfuerzo de las barras no llega a la tensión de cálculo) podemos recalcular el tamaño del anclaje en función de la relación de la armadura calculada y la armadura real colocada en la pieza.

Donde:

Ø=Diámetro de la armadura

f<sub>yd</sub>=Es la resistencia de cálculo de la armadura

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

l<sub>b1</sub>=Es el tamaño mínimo para la transmisión de la fuerza de cálculo al hormigón

τ<sub>bu</sub> = La tensión de adherencia desarrollada alrededor de la barra de acero

Para un contacto de 2 barras se deberá aumentar un 20% más de la longitud de anclaje y para un contacto de 3 barras o más se deberá aumentar un 33%.

El tamaño del anclaje rectilíneo puede ser disminuido en el caso de que la armadura termine en un gancho, una buena parte de la sollicitación de la fuerza del arrancamiento será resistida por el gancho. Se adoptan las siguientes consideraciones.

**Para aceros lisos**

$$l_{b_1} = l_b - \Delta l_b = (l_b - 15 * \phi) \geq \begin{bmatrix} l_b / 3 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

**Para aceros corrugados**

$$l_{b_1} = l_b - \Delta l_b = (l_b - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} l_b / 3 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

El tipo de anclaje empleado en los estribos no debe provocar un riesgo de hendimiento o desconchado del hormigón del recubrimiento. Son indispensables los anclajes por gancho (135° a 180°), en el caso de las barras lisas; los anclajes por patilla(90° a 135°), solo se admite para barras corrugadas.

Se considera que hay un anclaje total cuando las porciones curvas se prolongan a través de porciones rectilíneas de longitud por lo menos igual a:

- 5Ø o 50 mm, a continuación de un arco de círculo de 135° o más.
- 10Ø o 70mm, a continuación de un arco de círculo de 90°.

➤ **Empalme de las armaduras**

Las barras de acero se comercializan están entre 10 y 12 m. de largo cuando tenemos una pieza estructural de un mayor tamaño es necesario hacer un empalme para cubrir las sollicitaciones determinadas en los diagramas. Otras veces se tiene la obra un pedazo de armadura que se lo puede reutilizar con las otras armaduras respetando los empalmes.

➤ **Empalme por traslapeo o solapo**

Es el tipo de empalme más común no es utilizado en barras de acero cuyo diámetro sea mayor a 25 mm. y explícitamente prohibido utilizado en tirantes.

La idea básica es transferir esfuerzo de una barra para la otra por medio de la adherencia en un largo igual al largo del anclaje el mismo es corregido por un coeficiente  $\Psi$  que lleva en cuenta la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región.

Ecuación para poder determinar el empalme por traslape o solape

$$l_v = \psi * l_{b_1}$$

### Con ganchos para aceros lisos

$$l_v = (\psi * l_v - 15 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 15 * \phi \\ 0.50 * l_{b_1} \end{bmatrix}$$

### Con ganchos para aceros corrugados

$$l_v = (\psi * l_v - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 10 * \phi \\ 0.50 * l_{b_1} \end{bmatrix}$$

Coeficiente  $\psi$  ; que multiplica el largo de anclaje rectilíneo depende de los siguientes factores:

- Del porcentaje de barras empalmadas en la misma sección
- El largo del empalme también depende de la distancia “a” que es la distancia entre ejes de las barras empalmadas en la misma sección transversal
- También depende la distancia “b” que la distancia de la barra externa empalmada hasta la parte de la pieza

Figura 2.5: Empalme por traslape

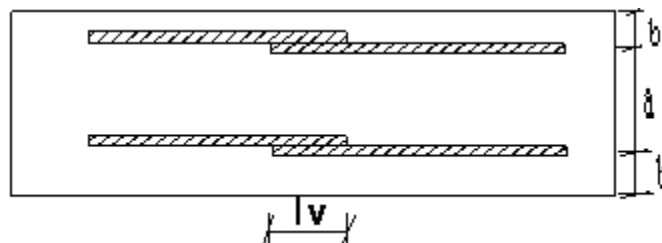


Tabla 2.11: Para obtener los coeficientes  $\Psi$

Distancia	Distancia	Porcentaje máximo de barras empalme				
		20%	25%	33%	50%	>50%
a	b					
$a \leq 10 * \emptyset$	$B \leq 5 * \emptyset$	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
$a > 10 * \emptyset$	$b > 5 * \emptyset$	1.00	1.00	1.20	1.30	1.40

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya (7<sup>ma</sup> edición)

La norma también limita el porcentaje de los empalmes de las barras traccionadas en una misma sección transversal en función al tipo de sollicitación.

Existen varios tipos de empalmes, pero solo nos limitamos al empalme por traslape porque es más utilizado en nuestro proyecto. La norma recomienda que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1mm.

Para poder asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra de acero a otra, es fundamental que el espesor del hormigón que exista alrededor del empalme sea lo suficiente. El valor mínimo que recomienda la norma Boliviana de hormigón armado para ese espesor, es de dos veces el diámetro de las barras.

➤ **Coefficientes de minoración de las resistencias de los materiales y mayoración de las cargas**

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas en los estados límites últimos que nos indica la norma Boliviana de hormigón armado, son los que se indican en los siguientes cuadros:

Tabla 2.12: Coeficientes de minoración

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		intenso	-0.05
hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Tabla 2.13: Coeficientes de mayoración

Coeficientes básicos	Nivel de control y daños previsible		Corrección
$\gamma_s = 1.60$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10
	Daños previsible en caso de accidentes	Mínimos	-0.10
		Normal	1
		Intenso	+0.20

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

### ➤ Hipótesis de cargas

Según el CBH-87 (Pg.62), para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se considerarán las dos hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

$$\text{HIPÓTESIS I } \gamma_{fg} * G + y_{fq} * Q$$

$$\text{HIPÓTESIS II } 0.90(\gamma_{fg} * G + y_{fq} * Q) + 0.90 * \gamma_{fq} * W$$

Donde:

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

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

W= Valor característico de la carga del viento.

$\gamma_{fg}$  =Coeficiente de ponderación de las cargas permanentes, si su efecto es desfavorable se tomará  $\gamma_{fg} = \gamma_f$ , aplicando simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen en la estructura, si su efecto es favorable se tomara el valor ponderado  $\gamma_{fg} = 0,90$ .

$\gamma_{fq}$  = Coeficiente de ponderación de las cargas variables, si su efecto es desfavorable se tomara  $\gamma_{fq} = \gamma_f$ , y si el efecto es favorable se tomara  $\gamma_{fg} = 0$ .

$\gamma_f$  = Coeficiente de ponderación que lo define el proyectista de acuerdo a su criterio, para los estados limites últimos no deberá ser menor que  $\gamma_f = 1,25$  pero sí mayor.

Los coeficientes de ponderación  $\gamma$ , para el caso de control normal de ejecución que recomienda Jiménez Montoya son los siguientes:

$\gamma_{fg} = 1$  si el efecto de las cargas permanentes es favorable.

$\gamma_{fg} = 1,50$  si el efecto de las cargas permanentes es desfavorable.

$\gamma_{fq} = 0$  si el efecto de las cargas variables es favorable.

$\gamma_{fq} = 1,60$  si el efecto de las cargas variables es desfavorable.

### 2.5.2.2 Vigas.-

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. Solamente se analizará el caso de secciones rectangulares de hormigón armado, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

#### - Cálculo a flexión simple

- Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad  $\gamma_s$  que se obtiene de la tabla 2.13.

$$M_d = \gamma_s * M$$

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

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

**Donde:**

$b_w$  = Ancho de la viga

$d$  = Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (también llamado “canto útil”)

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

- Se calculara el valor  $\mu_{lim}$ , donde:

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

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

- 1) Con el valor del momento reducido se entra a la tabla 2.16 tabla universal para flexión simple o compuesta y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura
- 2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo

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

Donde:

w= Cuantía mecánica de la armadura

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

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

- 3) Calcular la armadura mínima y el valor de w<sub>min</sub> se obtiene de la tabla 2.15

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

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

- 4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

- Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo

*si  $\rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d$  necesita armadura a compresion*

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

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

$$\int = r / d$$

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

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

Donde:

Wlim= Este valor se obtiene de la tabla 2.14

Ws1= Cuantía mecánica para la armadura a tracción

Ws2= Cuantía mecánica para la armadura a compresión

ℓ= Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r=Recubrimiento geométrico.

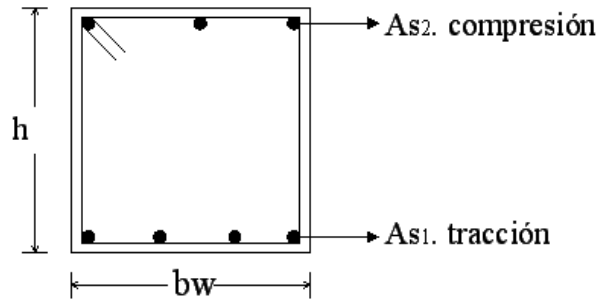


Figura 2.6: Viga de hormigón armado

2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$A_{s1} = \frac{w_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s2} = \frac{w_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

As1= Área de la armadura a tracción.

As2= Área de la armadura a compresión.

3) Calcular la armadura mínima, y el valor de wmin se obtiene de la tabla 2.15

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

4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para As1 como para As2.

Tabla 2.14: Valores límites

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

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Tabla 2.15: Cuantías geométricas mínimas

ELEMENTO ESTRUCTURAL		AE-22	AE-42	AE-50	AE-60
<b>Soportes</b>	Armadura total	0.008	0.006	0.005	0.004
	Con 2 armaduras A1 y A2	0.004	0.003	0.0025	0.002
<b>Vigas</b>	Armadura en tracción	0.005	0.0033	0.0028	0.0023
<b>Losas</b>	En cada dirección	0.002	0.0018	0.0015	0.0014
<b>Muros</b>	Armadura horizontal total	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	Armadura horizontal en una cara	0.0008	0.0007	0.0006	0.0005
	Armadura vertical	0.0015	0.0012	0.0009	0.0008
	Armadura vertical en una cara	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Tabla 2.16: Tabla universal para flexión simple o compuesta

$\xi$	$\mu$	W	(W/Fyd).10 <sup>3</sup>	
0.0891	0.03	0.0310		<b>D O M I N I O</b>
0.1042	0.04	0.0415		
0.1181	0.05	0.0522		
0.1312	0.06	0.0630		
0.1438	0.07	0.0739		
0.1561	0.08	0.0849		
0.1667	0.0886	0.0945		
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		
0.1937	0.11	0.1189		
0.2066	0.12	0.1306		
0.2198	0.13	0.1426		
0.2330	0.14	0.1546		
0.2466	0.15	0.1669		
0.2590	0.159	0.1782		
0.2608	0.16	0.1795		
0.2796	0.17	0.1924		
0.2988	0.18	0.2056		
0.3183	0.19	0.2190		
0.3383	0.20	0.2328		
0.3587	0.21	0.2468		
0.3796	0.22	0.2612		
0.4012	0.23	0.2761		
0.4234	0.24	0.2913		
0.4461	0.25	0.3069		
0.4696	0.26	0.3232		
0.4939	0.27	0.3398		
				<b>2</b>
				<b>D O M I N I O</b>
				<b>3</b>

0.5188	0.28	0.3570		<b>D O M I N I O  4</b>
0.5450	0.29	0.3750		
0.5721	0.30	0.3937		
0.6006	0.31	0.4133	0.0994	
0.6283	0.3193	0.4323	0.1007	
0.6305	0.32	0.4338	0.1114	
0.6476	0.3256	0.4456	0.1212	
0.6618	0.33	0.4554	0.1259	
0.6681	0.3319	0.4597	0.1343	
0.6788	0.3352	0.4671	0.1484	
0.6952	0.34	0.4783	0.1860	
0.7310	0.35	0.5030	0.2408	
0.7697	0.36	0.5296	0.2568	
0.7788	0.3623	0.5359	0.2854	
0.7935	0.3658	0.5460	0.3280	
0.8119	0.37		0.4931	
0.8597	0.38		0.9251	
0.9152	0.39		5.9911	
0.9848	0.40			

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

#### - Esfuerzo cortante

Jiménez Montoya dice “en caso particular de inercias constantes tenemos que la tensión de cizallamiento es definida por la ecuación ya conocida de la resistencia de los materiales”.

Donde:

$$\tau = \frac{V * m}{b * I}$$

$\tau$  = Esfuerzo cortante

V = Cortante en la sección que estamos verificando la tensión del cizallamiento

m = Momento estático en la sección donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

B = Ancho de la pieza donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

I = Momento de inercia respecto del centro de gravedad de la pieza.

#### - Cálculo de la armadura transversal

El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, la armadura transversal está constituida por estribos y barras levantadas.

En virtud a todos los efectos favorables el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura.

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

$$f_{vd} = 0.50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Cuando el esfuerzo cortante real es mayor que el esfuerzo cortante que resiste la pieza es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante de la diferencia.

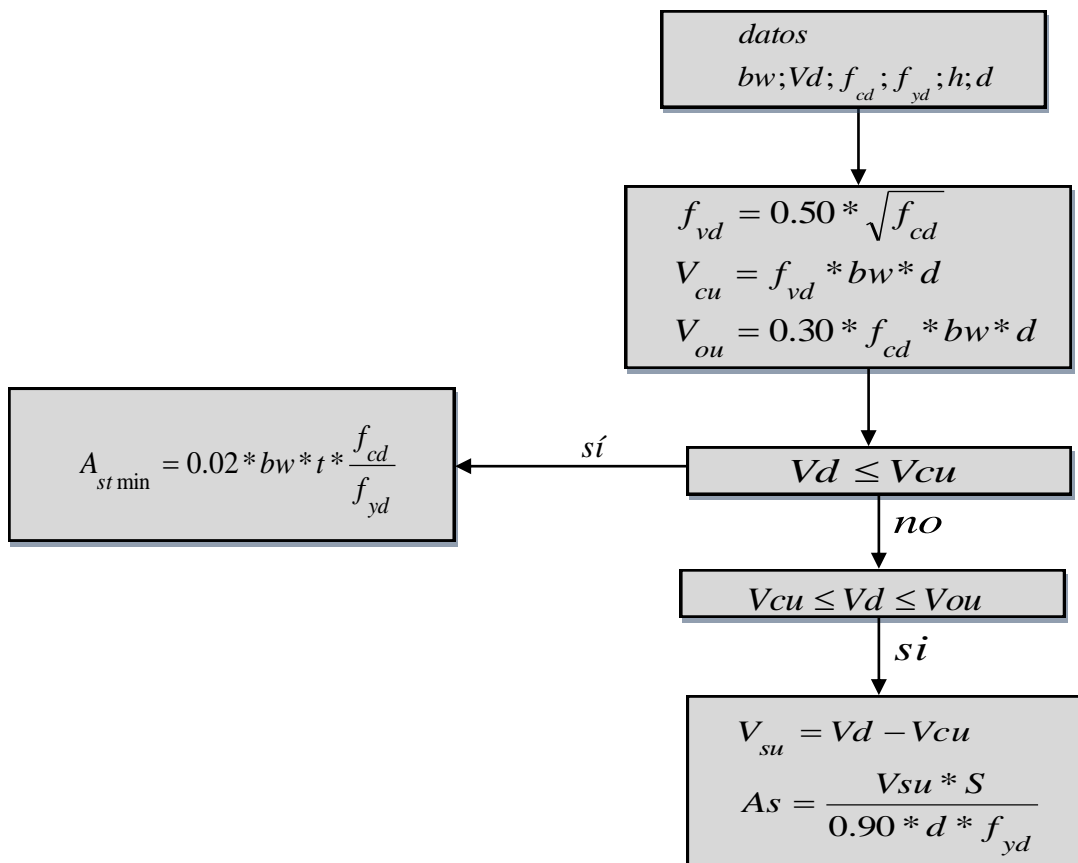
$$V_d > V_{cu}$$

$$V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima así para el estribo vertical es el 2% de la sección transversal de la pieza multiplica a t.

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

La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero será de 4200kg/cm<sup>2</sup>. A continuación se muestra un gráfico en orden secuencial para el cálculo de la armadura transversal, donde se indica las fórmulas y criterios de cálculo.



## 2.5.2.3 Columnas

### 2.5.2.2.1 Introducción

Las columnas son elementos estructurales generalmente de hormigón armado donde el esfuerzo principal es el nominal. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y la rectangular las columnas pueden clasificarse en:

- Columnas Cortas
- Columnas Largas

La armadura es constituida por barras longitudinales que son las que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y la armadura transversal que son los estribos, tienen la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitando el pandeo de la armadura longitudinal y absorber los esfuerzos cortantes.

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

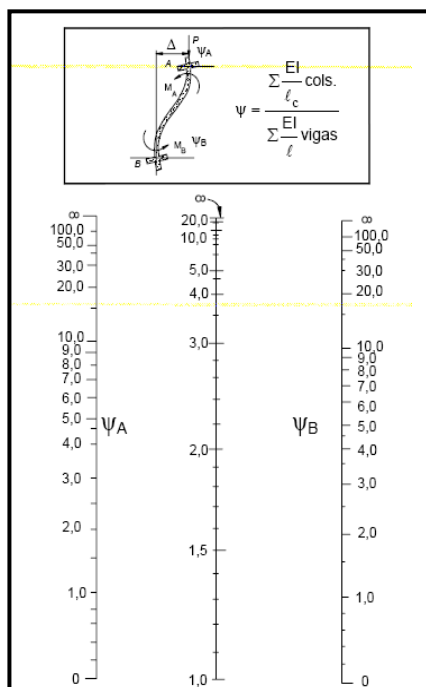


Figura 2.7 Pórticos traslacionales (para obtener el valor de  $k$ )

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

## Método aproximado (CBH-87)

Este método es aplicable a piezas de sección constante cuya esbeltez mecánica sea superior a 100 ( $\lambda < 100$ ). La sección deberá dimensionarse para una excentricidad igual a :

$$e_{\text{total}} = e_e + e_a \leq e_2 \text{ con}$$

$$e_{\text{fic}} = \left( 0.85 + \frac{f_{yd}}{12000} \right) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} * \frac{l_o^2}{i} * 10^{-4}$$

con los siguientes significados:

$f_{yd}$  = resistencia de cálculo del acero a tracción, en  $\text{kp/cm}^2$

$h$  = canto total, medido paralelamente al plano de pandeo que se considera.

$l_o$  = longitud de pandeo.

$i$  = radio de giro de la sección total de hormigón, en la dirección considerada

### 1.- Proceso de cálculo

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma, si la esbeltez es menor que 35 se trata de una columna corta, y si es mayor se trata de una columna larga.

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

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

**Donde:**

$l_o$  = longitud de pandeo que es igual a  $(l * k)$

$k$  = coeficiente de pandeo para la pieza en la dirección en que estamos haciendo el cálculo.

$A$  = Área transversal de la columna

$I$  = Inercia de la sección en la dirección en que estamos analizando.

### 2.- Excentricidad mínima de cálculo

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

$$e \geq \begin{cases} \frac{h}{20} \text{ o } \frac{b}{20} \\ 2 \text{ cm} \end{cases}$$

### 3.- Resistencia del hormigón

A través de una serie de ensayos empíricos en laboratorio, se ha concluido que se puede determinar la resistencia del hormigón para las columnas usando un coeficiente de reducción; así tenemos que la resistencia de cálculo del hormigón para las columnas es de:

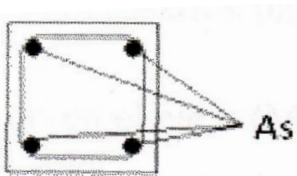
$$f_{cd} = 0,9 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

### 4.- Cálculo de las armaduras

#### Armadura longitudinal

#### Para piezas sin pandeo y solicitadas por carga axial

En caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas y para un acero de dureza natural, la resistencia máxima de la columna es:



$$\gamma_m * N_d = 0,85 * f_{cd} * b * h + A_s * f_{yd}$$

$$\gamma_m = \frac{b + 6}{b} \geq 1,15$$

Despejando  $A_s$  de la ecuación:

$$A_s = \frac{\gamma_m * N_d - 0,85 * f_{cd} * b * h}{f_{yd}}$$

La armadura mínima es:

$$A_s = 0,008 * A_c$$

La armadura máxima es:

$$A_s = 0,08 * A_c$$

Para piezas con pandeo se calculara la armadura longitudinal con el abaco de flexión esviada

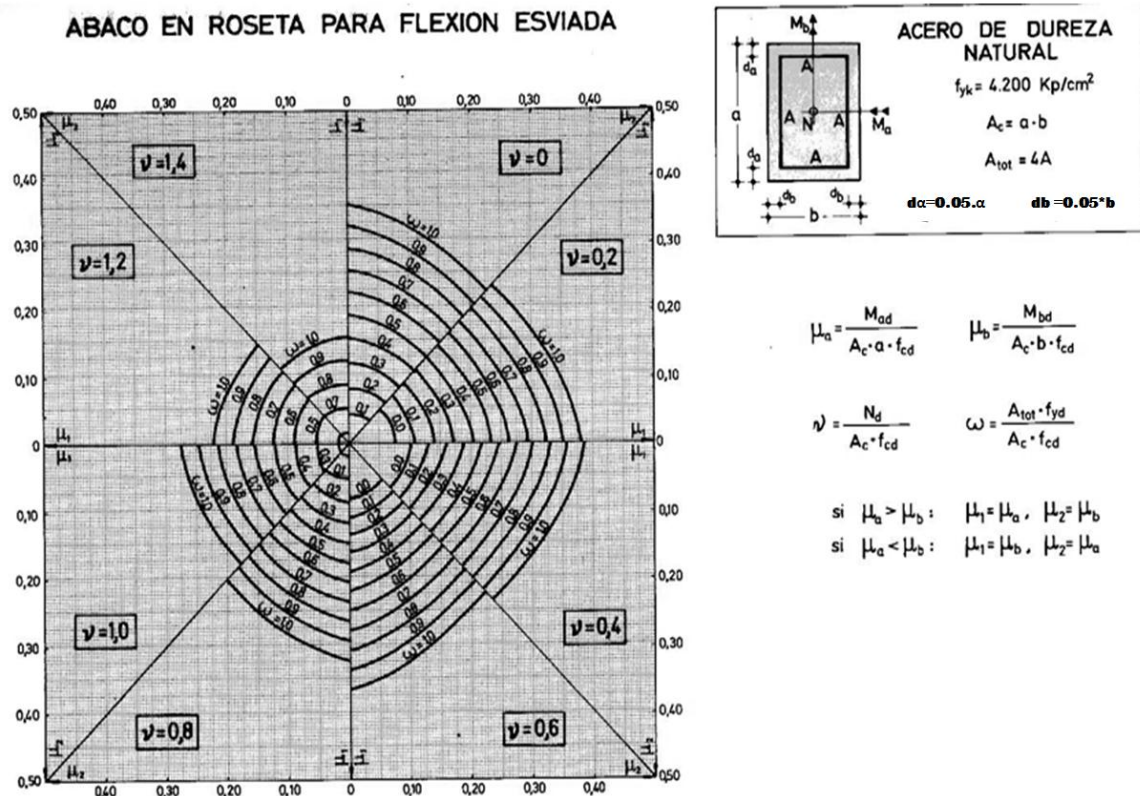
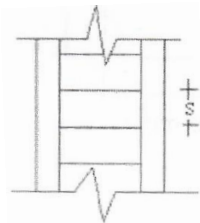


Figura 2.8

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya (7<sup>ma</sup> edición)

### Armadura transversal

Para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, la separación entre estribos será:



$$s \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ 15 * \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

El diametro del estribo será:

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

**Para atender la necesidad del cálculo**

#### 2.5.2.4 Losas

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

Funciones de la losa:

- Recibir cargas y transmitir las a las y/o pilares y, a través de estos, a la cimentación del terreno.
- Dar rigidez transversal a las vigas.
- Cuando se asocian monolíticamente a las vigas incrementar la capacidad resistente a flexión y torsión de estas.
- Solidarizar horizontalmente los entramados a nivel de cada planta.

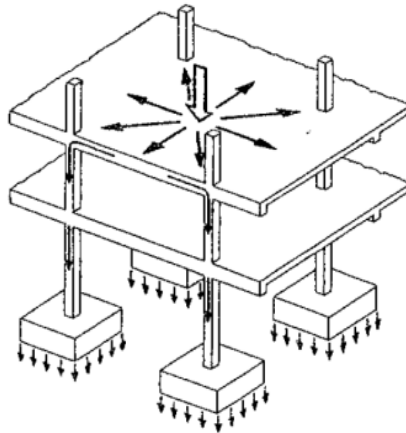


Figura 2.8

##### 2.5.2.4.1 Tipos de Losas

###### a. Losas Unidireccionales:

Las Losas Unidireccionales se comportan básicamente como vigas anchas, que se suelen diseñar tomando como referencia una franja de ancho unitario (un metro de ancho). Existen consideraciones adicionales que serán estudiadas en su momento.

Cuando las losas rectangulares se apoyan en dos extremos opuestos, y carecen de apoyo en los otros dos bordes restantes, trabajan y se diseñan como losas unidireccionales.

Cuando la losa rectangular se apoya en sus cuatro lados (sobre vigas o sobre muros), y la relación largo / ancho es mayor o igual a 2, la losa trabaja fundamentalmente en la dirección más corta, y se la suele diseñar unidireccionalmente, aunque se debe proveer un mínimo de armado en la dirección ortogonal (dirección larga), particularmente en la zona cercana a los apoyos, donde siempre se desarrollan momentos flectores negativos importantes (tracción en las fibras superiores). Los momentos positivos en la dirección larga son generalmente pequeños, pero también deben ser tomados en consideración.

**b. Losas Bidireccionales:**

Cuando las losas se sustentan en dos direcciones ortogonales, se desarrollan esfuerzos y deformaciones en ambas direcciones, recibiendo el nombre de Losas Bidireccionales.

La ecuación general que describe el comportamiento de las losas bidireccionales macizas, de espesor constante, es conocida como la Ecuación de Lagrange o Ecuación de Placas, que se presenta a continuación:

$$\Delta\Delta w = \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D}$$

$$D = \frac{E \cdot h^3}{12(1 - \mu^2)}$$

Donde:

w : ordenada de la elástica de deformación de la placa en un punto de coordenadas (x, y)

D : rigidez a la flexión de la placa, análoga al producto E . I en vigas

E : módulo de elasticidad longitudinal del hormigón

h : espesor de la placa

m : coeficiente de Poisson del hormigón (su valor está comprendido entre 0.15 y 0.20)

La ecuación de Lagrange utiliza como fundamento la Ley de Deformación Plana de Kirchhoff que establece que una placa plana delgada, sometida a cargas perpendiculares a su plano principal, se deformará de modo que todos los puntos materiales que pertenecen a una recta normal a la superficie sin deformarse permanecerán dentro de la correspondiente recta normal a la superficie deformada (la versión simplificada para vigas diría que las secciones transversales planas antes de la deformación permanecen planas después de la deformación).

Las solicitaciones unitarias internas que se desarrollan en las placas quedan definidas por las siguientes expresiones.

$$m_x = -D \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right]$$

$$m_y = -D \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right]$$

$$m_{xy} = -D(1 - \mu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

$$v_x = -D \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right]$$

$$v_y = -D \frac{\partial}{\partial y} \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right]$$

Donde:

$m_x$  : momento flector alrededor del eje x, por unidad de ancho de losa

$m_y$  : momento flector alrededor del eje y, por unidad de ancho de losa

$m_{xy}$  : momento torsor, por unidad de ancho de losa

$v_x$  : esfuerzo cortante en la dirección x, por unidad de ancho de losa

$v_y$  : esfuerzo cortante en la dirección y, por unidad de ancho de losa

Es importante notar que las deformaciones producidas por flexión en una de las direcciones generan esfuerzos flexionantes en la dirección perpendicular debido al efecto de Poisson. También debe tomarse en consideración de que simultáneamente a la flexión en las dos direcciones, aparecen momentos torsionantes que actúan sobre la losa.

Las dos primeras ecuaciones son análogas a la Ecuación General de la Flexión en Vigas, pero se incluye la deformación provocada por los momentos flexionantes transversales.

Las solicitaciones de diseño para las losas bidireccionales dependen de las cargas y las condiciones de apoyo. Existen tablas de diseño de losas para las cargas y las condiciones de apoyo (o de carencia de apoyo) más frecuentes (empotramiento o continuidad total; apoyo fijo con posibilidad de rotación; borde libre o voladizo), y en casos de geometrías y cargas excepcionales se pueden utilizar los métodos de las Diferencias Finitas o de los

#### **2.5.2.4.2 Losa Nervada**

Cuando el espesor de la losa es importante , ya sea por condicion de resistencia o deformacion, de puede disminuir su peso, eliminando parte del hormigon de las zonas traccionadas donde no colabora. Se reemplaza por bloques o ladrillos huecos o por elementos de poliestireno que quedan perdidos en la losa, el fondo sigue siendo plano, quedando unos nervios de hormigón que conectan la armadura con la capa e compresion. También se puede modelar el fondo con casetones que se retiran.

Las losas nervuradas pueden disponerse en una o en dos direcciones .cuando se trata de dos direcciones, los nervios transversales tienen la función principal de distribuir las cargas mas uniformemente, por lo que se recomienda su uso cuando hay cargas concentradas en pequeños sectores de la losa. Otra de sus funciones es la de agregar rigidez al conjunto.

##### **❖ *Condiciones Geométricas de la Losa Nervada***

La instrucción española establece que:

Los nervios: son los elementos encargados de transmitir las acciones a los soportes. La separación entre nervios puede ser variable en función del diseño estructural, la separación máxima de 100 cm y el ancho de nervio de 10cm y 15cm(artículo 37.2.4).

Capa de compresión: las losas nervadas deberán disponer de una capa de compresión no inferior a 5cm y esta deberá disponer de una armadura de reparto en malla.

Canto de la losa : el canto optimo de losa aligerada debe disponer de un canto total de espesor constante no inferior a  $L/28$ , siendo L la luz de cálculo mayor entre los soportes(Art.56.2).

##### **❖ *Dimensionamiento de la sección del nervio en t o l***

Las experiencias han verificado que las vigas se encuentran íntimamente ligadas a las losas arrastran en su deformación una parte de esta. Por este motivo, la sección de la viga no será rectangular sino en forma de T o L.

Las vigas T o L constituyen sin duda una solución estructural muy racional en hormigón armado siempre que la losa se disponga del lado de las compresiones. En estas condiciones,

la viga cuenta con una gran cantidad de material sometido a compresión y puede resistir grandes momentos flectores, aun con alturas reducidas.

*❖ Tablas para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente en vigas:*

Existen tablas para el diseño de losas, desarrolladas por diferentes autores, que facilitan el análisis y el diseño de las losas de geometrías y estados de carga más comunes, basadas en la mayor parte de los casos en la Teoría de Placas. Se han preparado, para esta publicación, tablas para el diseño de losas sustentadas perimetralmente en vigas de mayor peralte que las losas (de este modo nos aseguramos que las deflexiones en las vigas no tienen gran influencia sobre el comportamiento de las losas), sometidas a cargas uniformemente distribuidas. El tipo de sustentación está definido por las condiciones de borde de las losas. Para el modelamiento de las losas macizas se ha utilizado el Método de los Elementos Finitos basado en la Teoría de Placas, el mismo que se recomienda para analizar losas macizas de geometrías, estados de carga o condiciones de borde especiales, que no aparezcan en las tablas. Otra alternativa de análisis podría ser el uso del Método de las Diferencias Finitas. Para modelar las losas nervadas se ha utilizado el Análisis Matricial de Estructuras tradicional, para estructuras conformadas por barras rectas espaciales bajo la hipótesis de que el efecto de flexión es dominante sobre las deformaciones de cortante y torsión. Las tablas para losas nervadas constituyen una novedad importante con respecto a otras publicaciones similares. Las deformaciones y los momentos flectores que se obtienen en el modelo de losas nervadas son generalmente mayores que los valores obtenidos en losas macizas, debido a que los momentos torsores en las placas se transforman en momentos flectores en los nervios.

❖ **Verificación de la Resistencia a Cortante:**

De acuerdo con la experimentación en que se basa la Teoría de las Líneas de Rotura, cuando una losa rectangular, sustentada en todo su perímetro sobre vigas de mayor peralte y sometida a una carga uniformemente distribuida que actúa en toda su superficie, se encuentra al borde del colapso, se fisura conformando triángulos y trapecios.

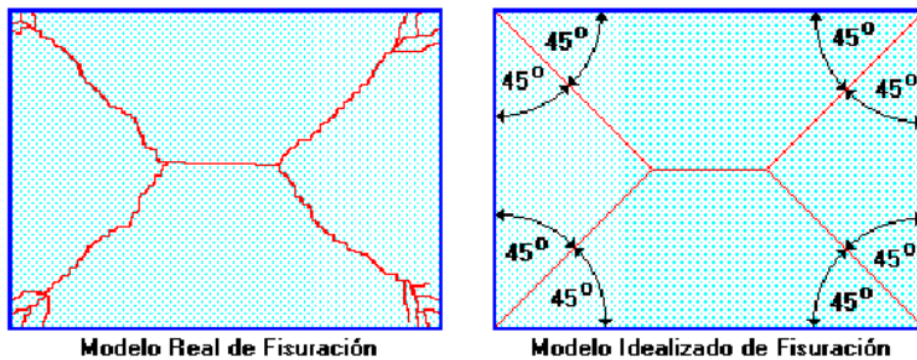
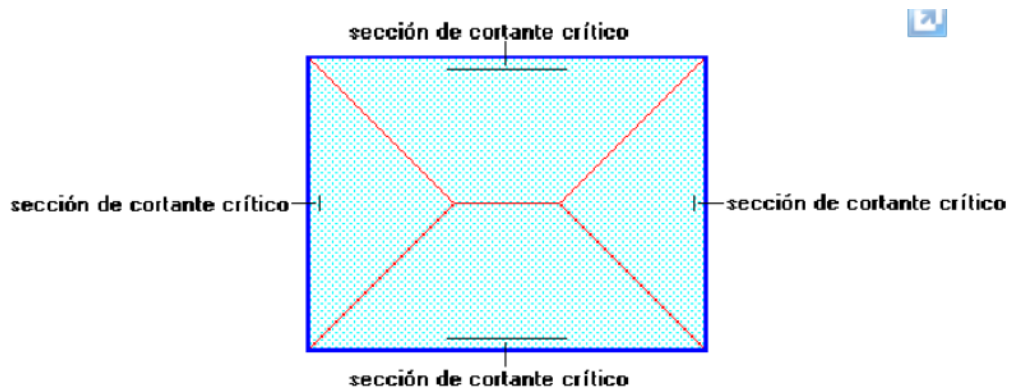


Figura 2.10: Esfuerzo cortante

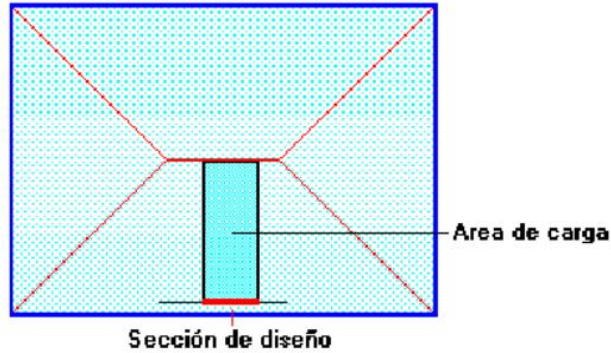
Bajo este estado límite, las fuerzas cortantes que generan las cargas que actúan en los triángulos y trapecios se transmiten directamente a las vigas en las que se sustentan los respectivos triángulos y trapecios.

Las losas deben estar en capacidad de resistir las fuerzas cortantes generadas por este tipo de comportamiento.

Las secciones críticas de las losas, para el diseño a cortante, se ubican en los sectores de ordenada máxima de los triángulos y trapecios, próximos a las vigas de apoyo.



Las cargas que solicitan de cortante crítico son aquellas que actúan sobre zonas ortogonales limitadas por la línea de cortante crítico y la línea de figuración intermedia de la losa.



Se toma la sección de diseño con ancho unitario (un metro de ancho). superficial es:

El esfuerzo cortante último:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d}$$

El esfuerzo cortante que puede soportar el hormigón es:

$$v_c = 0.5\sqrt{f'c}$$

Se debe verificar que :

$$V_u < V_c$$

Armadura de Temperatura y Retracción de Fraguado:

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de la figuración, se puede utilizar una malla electro soldada con esfuerzo de fluencia  $F_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ , requiriéndose la siguiente armadura mínima en las dos direcciones:

$$r_{\text{mín}} = 0.0020$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = r_{\text{mín}} \cdot b \cdot d$$

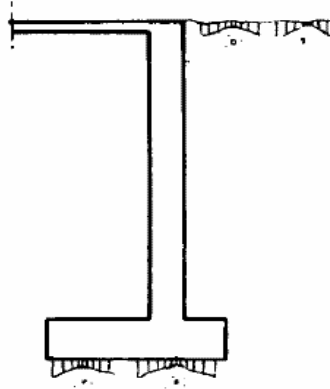
El máximo espaciamiento entre alambres de la malla electro soldada es 5 veces el espesor de la loseta o 45 cm, el que sea menor:

$$e_{\text{máx}} = 5 h_f$$

$$e_{\text{máx}} \leq 45 \text{ cm}$$

### 2.5.3 Muro Sótano

Estos reciben las cargas verticales de las plantas superiores, pudiendo existir varios sótanos. Dependiendo de que el terreno adyacente sea o no de propiedad ajena y de la relación entre empujes y cargas verticales, el cimiento va o no centrado respecto al muro.



*Figura 2.11: Muros Sótano y de Contención.*

#### 2.5.3.1 El Empuje de Tierras

- **Estados límite.** El empuje sobre el trasdós de una estructura proviene del desequilibrio tensional creado al realizar la obra que separa los dos niveles de diferente cota que definen la altura del muro. Supongamos un suelo en el que no se ha realizado ninguna obra (figura 2.11), considerando una línea vertical AA', un elemento diferencial de terreno situado junto a dicha línea y a una profundidad  $z$ , estará sometido a las tensiones verticales  $\sigma_{v0}$  y horizontales  $\sigma_{H0}$ .

- **Estado inicial.** Supongamos que la línea AA' la sustituimos por una pantalla indefinida de espesor inapreciable, pero de rigidez muy grande, de forma que no se altere el estado de tensiones, esta situación la denominaremos Estado inicial.

- **Estado activo:** si eliminamos el terreno situado a la izquierda de la pantalla, esta se verá sometida a las tensiones que había antes a la derecha, pero con el inconveniente de no existir terreno a la izquierda para mantener el equilibrio, con lo que la pantalla tenderá a moverse bajo las tensiones iniciales – o empujes iniciales –, por lo que el terreno de la

derecha experimentará una relajación. Como consecuencia de esta relajación disminuirán las tensiones horizontales en el terreno próximo a la pantalla hasta alcanzar unos valores permanentes  $\sigma'_{Ha}$ , correspondientes a un estado llamado Estado activo.

- **Estado pasivo:** por el contrario, si hubiésemos movido la pantalla hacia el terreno de la derecha, las presiones sobre la línea AA' aumentarían, debido a la reacción del terreno que se opone al movimiento. También llegaríamos a un estado de tensiones permanente,  $\sigma'_{Hp}$ , correspondiente a un Estado pasivo.

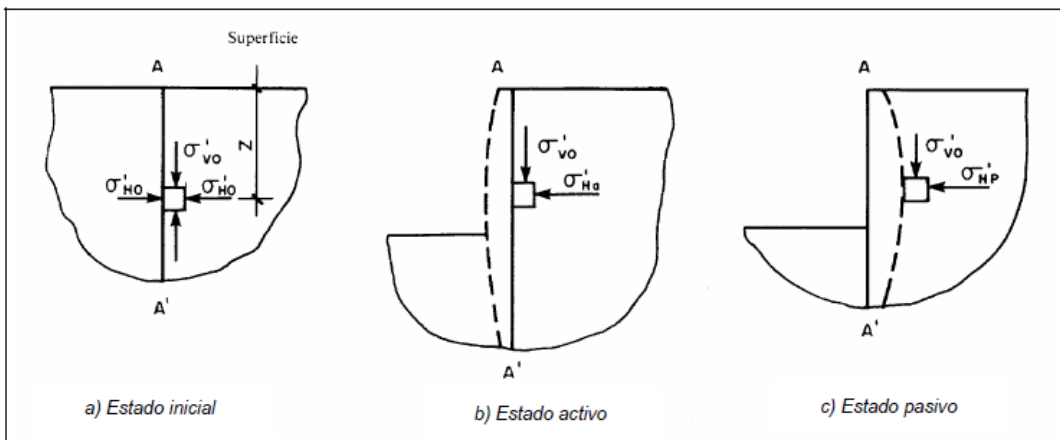


Figura 2.12: estados activos y pasivos idealizados

En la figura 13. se analiza la variación de las tensiones horizontales en un punto, en función de los movimientos que podría experimentar la línea AA'. Como se desprende de la misma, existen dos estados límite, activo y pasivo, que representan las tensiones que un terreno puede tener junto a un muro, es decir, los empujes máximo y mínimo del terreno hacia una estructura de contención.

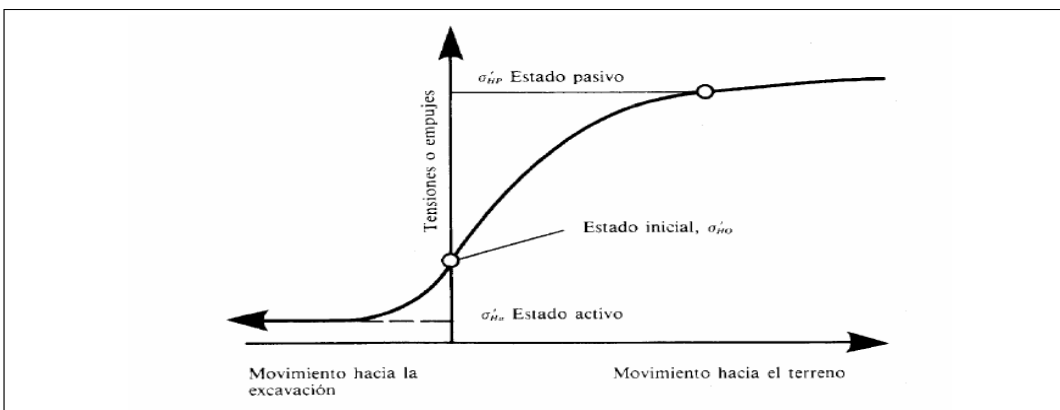


Figura 2.13: influencia de los movimientos

La presión del terreno sobre un muro está fuertemente condicionada por la deformabilidad del muro, entendiendo por tal no sólo la deformación que el muro experimenta como pieza de hormigón, sino también la que produce en el muro la deformación del terreno de cimentación.

En la interacción entre el muro y el terreno sobre el que se cimienta puede ocurrir que las deformaciones sean prácticamente nulas, diciéndose que la masa de suelo se encuentra en estado de reposo y se está en el caso de empuje al reposo. Algunos muros de gravedad y de sótano pueden encontrarse en ese caso.

Si el muro se desplaza permitiendo la expansión lateral del suelo, se produce un fallo por corte del suelo, la cuña de rotura avanza hacia el muro y desciende. En éste caso, el empuje se reduce desde el valor del empuje al reposo hasta el valor del empuje activo, que es el mínimo valor posible del empuje activo. (Figura 14 a).

Por el contrario, si se aplican fuerzas al muro de forma que éste empuje al relleno, el fallo se produce mediante una cuña mucho más amplia, que experimenta un ascenso. Este valor recibe el nombre de *empuje pasivo* y es el mayor valor que puede alcanzar el empuje. (Figura 6. b).

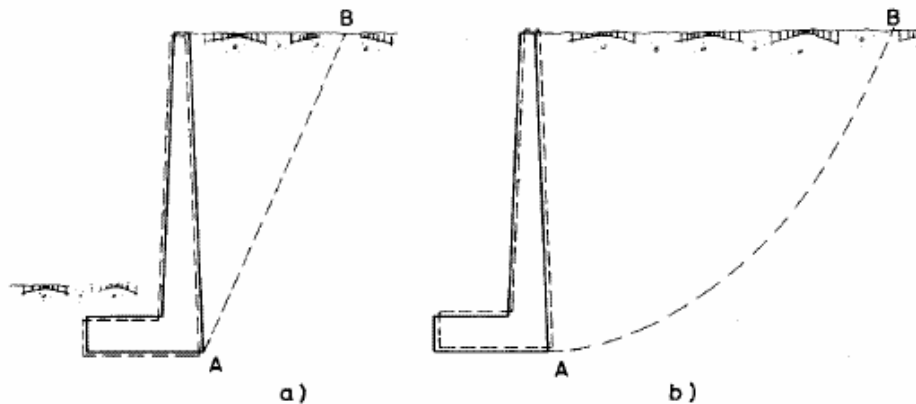


Figura 2.14: Rotura del suelo para a) empuje activo y b) empuje pasivo.

### 2.5.3.2 Empuje Activo

En el estado actual de conocimientos se pueden calcular los empujes del terreno con razonable precisión en el caso de suelo granulares. Para otros tipos de suelo la precisión es poco satisfactoria.

Existen diversas teorías para la determinación del empuje activo, entre las que destacan las debidas a Coulomb y Rankine. En ambas teorías se establecen diversas hipótesis simplificativas del problema, que conducen a cierto grado de error, pero producen valores de empuje que entran dentro de los márgenes de seguridad.

- **Teoría de Coulomb para suelos granulares**

La NBE-AE-88 “Acciones en la edificación” (Capítulo IX empujes del terreno), recomienda aplicar la teoría de Coulomb (1773) para el cálculo de los empujes activos en terrenos sin cohesión.

Esta teoría se basa en 5 hipótesis fundamentales:

- a) Al desplazarse el muro bajo la acción del empuje, se produce un deslizamiento de una cuña de terreno limitada por el trasdós del muro, la superficie del terreno y una superficie plana que pasa por el talón del muro.
- b) Existe rozamiento entre el terreno y el muro.
- c) El relleno es un material granular, homogéneo e isotrópico y el drenaje es lo suficientemente bueno como para poder despreciar las presiones intersticiales en el mismo.
- d) De todos los posibles planos de deslizamiento, el que realmente se produce es el que conlleva un valor de empuje máximo.
- e) La falla es un problema bidimensional. Considera una longitud unitaria de un cuerpo infinitamente largo.

- **Resolución gráfica**

En el caso de un terreno con superficie irregular, la resolución gráfica (figura 2.15.) es la más adecuada. Suponiendo una línea de ruptura recta, tendrá que estar en equilibrio el peso de la cuña de suelo (**W**), la reacción del muro contra el suelo (**P**), igual y contraria al empuje activo, y la reacción del terreno sobre la cuña (**Q**), que formará con la normal a la línea de rotura un ángulo igual al de rozamiento interno del terreno,  $\phi$ .

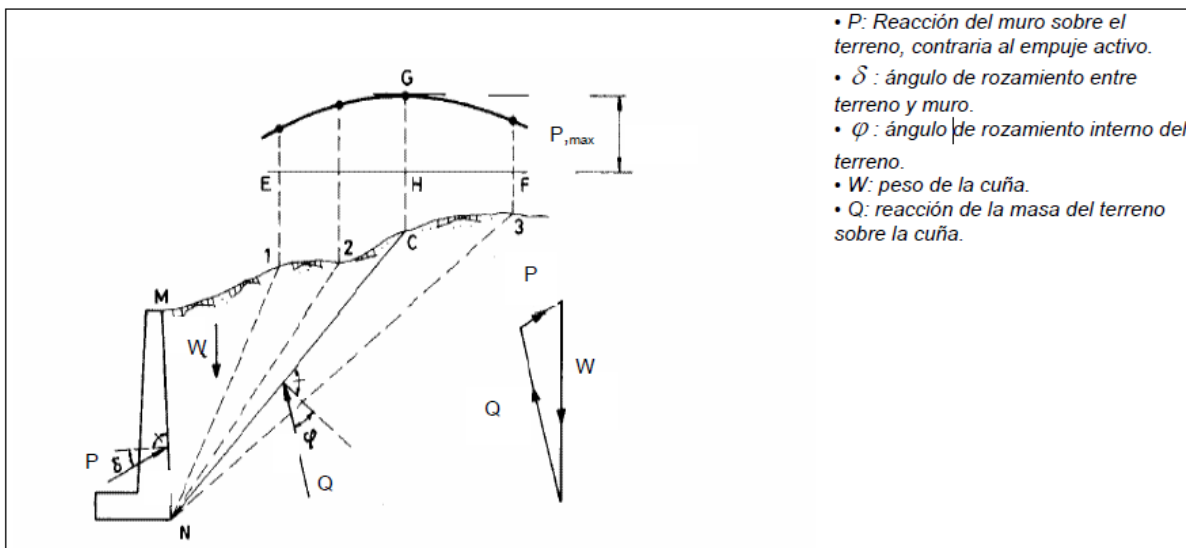


Figura 2.15: método de coulomb para un terreno de superficie irregular.

El método consiste en proceder por tanteos sucesivos, elegido el **punto 1**, como posible origen de la cuña de deslizamiento, se calcula el peso de la cuña ( $W$ ), y en el polígono vectorial de fuerzas se enlazan los vectores  $P$  y  $Q$  correspondientes, ambos de direcciones conocidas. El valor de  $P$  se lleva a un origen convencional.

Repetiendo el proceso para varios puntos, 1,2,3, ... es posible determinar el punto  $G$  correspondiente a la cuña de empuje máximo, con ello se obtiene el punto  $C$  y la posición  $NC$  de la superficie de rotura de la cuña correspondiente.

La posición de la resultante del empuje activo sobre el muro puede obtenerse con suficiente aproximación trazando por el centro de gravedad de la cuña  $MNC$  una paralela a  $NC$  hasta cortar el trasdós del muro.

Los valores de  $\phi$  y  $\gamma$ , a falta de ensayos directos pueden tomarse de la *tabla 2.17*.

Clase de terreno	Densidad seca $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Angulo de rozamiento interno $\phi$
Grava arenosa	20	35 – 45 °
Arena compacta	20	35 – 45 °
Arena suelta	17	30 – 35 °
Pedraplén	18	35 – 45 °

Tabla 2.17. Densidades secas y ángulos de rozamiento interno para suelos granulares.

○ **Resolución analítica**

Para el caso de la superficie del relleno limitada por una línea recta, el procedimiento analítico a seguir es el siguiente:

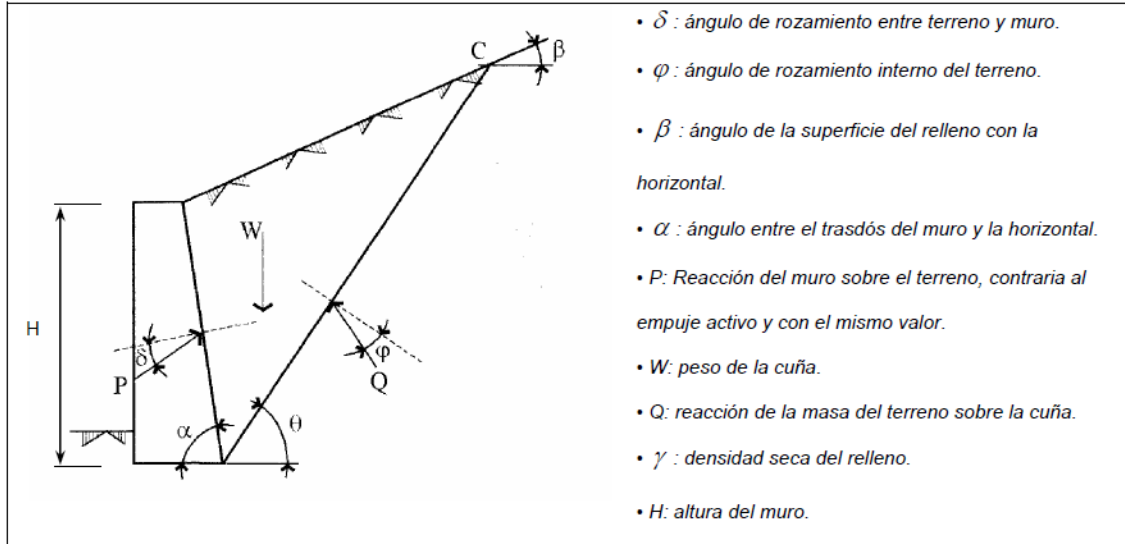


Figura 2.16: Método de Coulomb para un terreno de superficie recta.

Determinación del empuje activo:

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda \quad (\text{Ec. 5})$$

Siendo  $\lambda$  el coeficiente de empuje activo, el cual viene dado por la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{Ec. 6})$$

La distribución del empuje activo a lo largo del muro se obtiene derivando la ecuación 5 con respecto a H:

$$\frac{dP}{dH} = \gamma \cdot H \cdot \lambda \quad (\text{Ec. 7})$$

$$\lambda_H = \lambda \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{Ec. 11})$$

$$\lambda_V = \lambda_H \cdot \cot g(\alpha - \delta) \quad (\text{Ec. 12})$$

los valores de los coeficientes  $\lambda_h$  y  $\lambda_v$  se pueden determinar de la tabla mostrada en el Anexo-8 (A-8-2)

### 2.5.3.3 Seguridad a Deslizamiento

El coeficiente de seguridad a deslizamiento viene dado por la siguiente expresión:

$$C_{sd} = \frac{F_{estabilizante}}{F_{desestabilizante}} = \frac{(N' + P_v)\mu + Ep}{P_H}$$

El valor del empuje pasivo en la puntera puede ser estimado conservadoramente mediante la fórmula de Rankine:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot [D^2 - (D - h)^2] \frac{1 + \text{sen} \varphi}{1 - \text{sen} \varphi}$$

No se debe considerar el empuje pasivo a nivel superior de la puntera, ya que éste terreno ha sido excavado para la ejecución de la misma.

En cuanto a los valores a adoptar para el coeficiente de seguridad a deslizamiento, una posible solución es garantizar el valor  $C_{sd} > 1$  suponiendo  $E_p = 0$  es decir, no considerando el empuje pasivo en el estado de servicio y garantizar  $C_{sd} > 1,5$  contando con  $E_p$  en estado límite último.

La profundidad de cimentación (D) no suele ser inferior a 1,00 m y en el caso de tener en cuenta el empuje pasivo en los cálculos, el proyectista debe asegurarse de que el terreno existe frente al muro en una distancia suficiente, que suele estimarse en el doble de la profundidad de cimentación (2D) y que esta existencia queda asegurada durante la vida del muro.

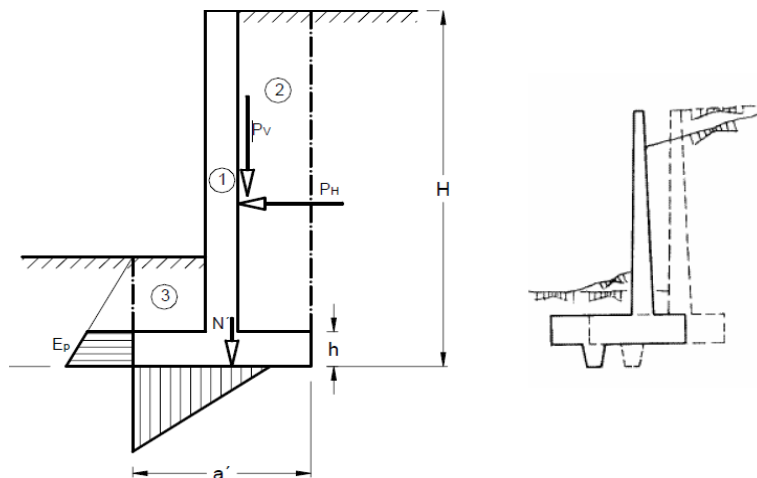


Figura 2.16: Seguridad al Deslizamiento

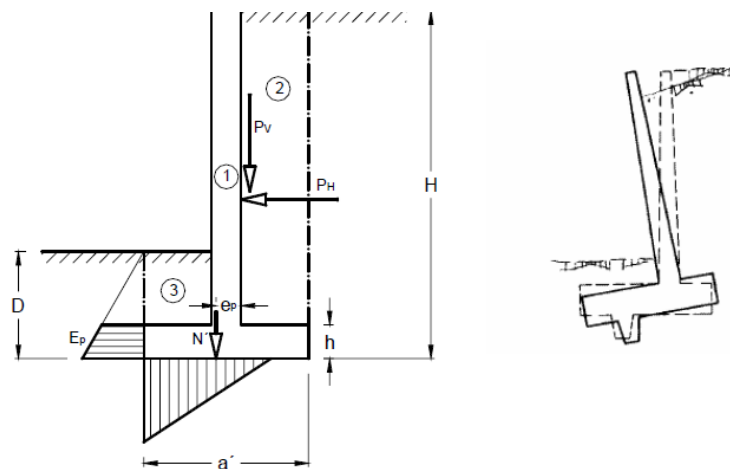
### 2.5.3.4 Seguridad a Vuelco

Como se aprecia en la *figura 12*, el vuelco del muro está producido por el empuje horizontal.

Despreciando el empuje pasivo en la puntera, el coeficiente de seguridad a vuelco se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$C_{sv} = \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}} = \frac{N' \left( \frac{a'}{2} - e_p \right)}{\left[ P_H (H - y) \right] - \left[ P_V \left( \frac{a'}{2} - x \right) \right]} \geq 1.$$

- $N'$  : resultante de los pesos del muro y las zonas de terreno situadas verticalmente sobre la puntera y el talón (zonas 1, 2 3) en la *figura 12*.
- $PV$  : componente vertical del empuje activo.
- $PH$  : componente horizontal del empuje activo.
- $e_p$  : excentricidad de  $N'$  respecto al punto medio de la base del cimiento. Se introduce en la fórmula con su signo, siendo positiva si cae del lado de la puntera del muro.
- $x$  : excentricidad del punto de aplicación de  $PV$ , respecto al punto medio de la base del cimiento. Se introduce en la fórmula con su signo, siendo positiva si cae del lado de la puntera del muro.
- $y$  : profundidad del punto de aplicación del empuje activo



*Figura 2.17: Seguridad al Vuelco del Muro.*

La comprobación se realiza en condiciones de servicio.

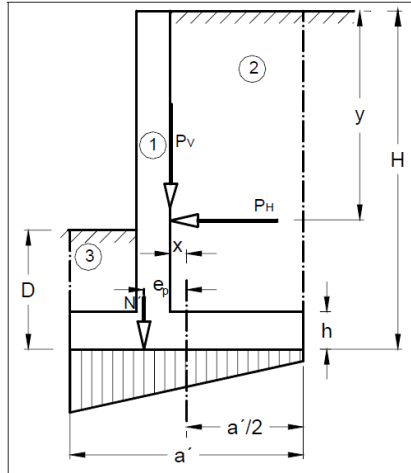


Figura 2.18:: Seguridad al Hundimiento del Muro

En primer lugar es preciso calcular la resultante,  $N_c$ , de todas las fuerzas verticales, fuerza aplicada en la base del cimiento:

$$N_c = N' + PV$$

A continuación se calcula la excentricidad de la resultante ( $N_c$ ) respecto al punto medio de la base del cimiento. Esta excentricidad vendrá dada por la siguiente fórmula:

$$e_n = \frac{N' \cdot e_p + P_v \cdot x + [P_H (H - y)]}{N_c} = \frac{M_c}{N_c}$$

donde:

- $N'$  : resultante de los pesos del muro, cargas en coronación (si hubiese) y las zonas de terreno situadas verticalmente sobre la puntera y el talón (zonas 1, 2 3) en la figura 13
- $N_c$ : resultante de todas las fuerzas verticales que actúan sobre el cimiento.
- $PV$  : componente vertical del empuje activo.
- $PH$  : componente horizontal del empuje activo.
- $e_p$  : excentricidad de  $N'$  respecto al punto medio de la base del cimiento.
- $e_n$  : excentricidad de  $N$  respecto al punto medio de la base del cimiento.
- $x$ : excentricidad del punto de aplicación de  $PV$ , respecto al punto medio de la base del cimiento. Se introduce en la fórmula con su signo, siendo positiva si cae del lado de la puntera del muro.
- $y$ : profundidad del punto de aplicación del empuje activo.
- $H$ : altura total del muro.

En función del valor que tome  $e_n$  en relación a la sexta parte del ancho del cimiento,  $a/6$ , nos encontramos con dos casos:

**1º.- Carga actuando con una excentricidad reducida:**

$$e_n \leq \frac{a'}{6} \quad (\text{resultante dentro del núcleo central})$$

En éste caso la distribución de presiones bajo el terreno es una **distribución trapezoidal** (figura 14) y las presiones en los bordes de la zapata se obtienen mediante la ecuación:

$$\sigma = \frac{N_c}{a'} \cdot \left( 1 \pm \frac{6 \times e_n}{a'} \right)$$

Tomando la presión máxima, media y mínima los siguientes valores:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{N_c}{a'} \left( 1 + \frac{6 \times e_n}{a'} \right);$$

$$\sigma_{\text{med}} = \frac{N_c}{a'};$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{N_c}{a'} \left( 1 - \frac{6 \times e_n}{a'} \right)$$

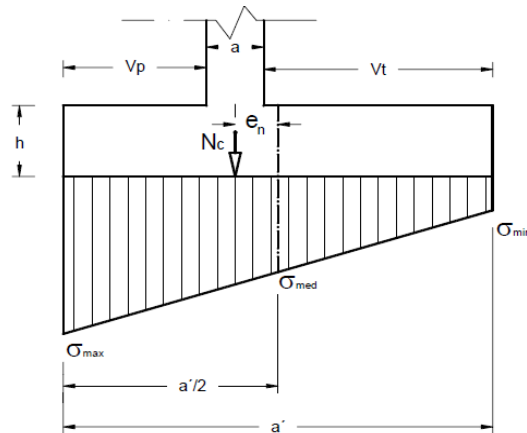


Figura 2.19: Distribución trapezoidal de presiones sobre el terreno.

**2º.- Carga actuando con una excentricidad elevada:**

$$e_n > \frac{a'}{6} \quad (\text{resultante fuera del núcleo central})$$

En éste caso, se obtiene una **distribución triangular** (figura 11.27), pues no es posible que se produzcan tracciones bajo la zapata.

Es recomendable limitar la excentricidad al valor:

$$e_n \leq \frac{a'}{3}$$

ya que, de lo contrario, la presión en punta  $\sigma_{\max}$  crece excesivamente y a pequeños incrementos de la excentricidad e corresponden grandes incrementos en la presión  $\sigma_{\max}$ . En ambos casos, 1º y 2º, debe verificarse, para la seguridad frente a hundimiento de la cimentación:

$$\sigma_{\max} \leq 1,25\sigma_{adm}$$

$$\sigma_{med} \leq \sigma_{adm}$$

tolerándose en el borde una presión algo mayor que la admisible del terreno.

### 2.5.3.6 Dimensionamiento de la Armadura (cálculos estructurales)

Para realizar un armado correcto en este tipo de elementos es fundamental tener en cuenta su deformada, ésta nos indicará las zonas traccionada y comprimidas.

En las *figuras 15 a 16*. se muestra la armadura tipo y las zonas traccionadas y comprimidas en distintas tipologías de muros en ménsula.

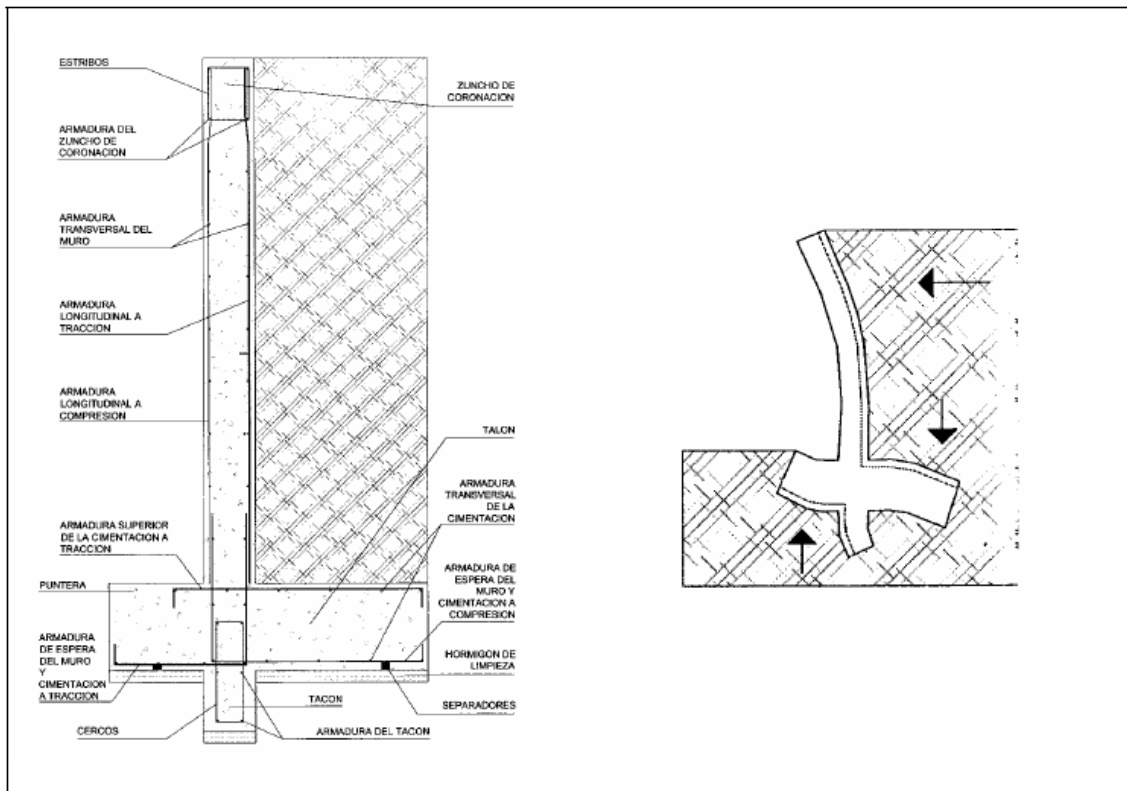


Figura 2.20: Armadura tipo y deformada en muros con puntera y talón.

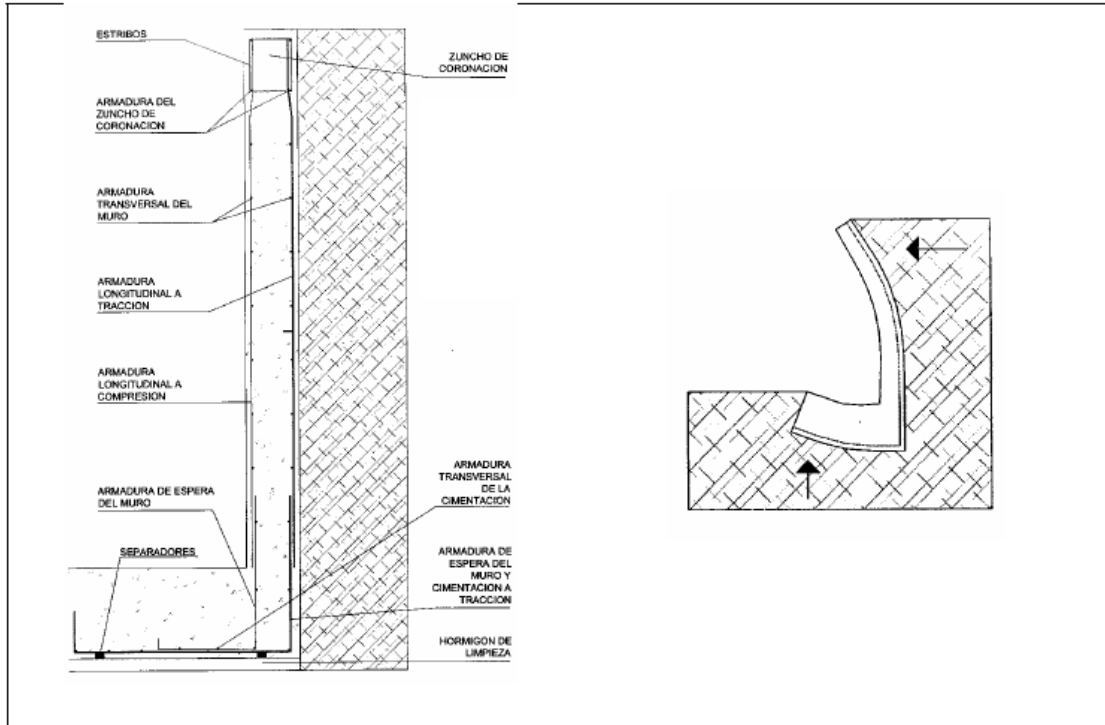


Figura 2.21: Armadura tipo y deformada en muros con puntera.

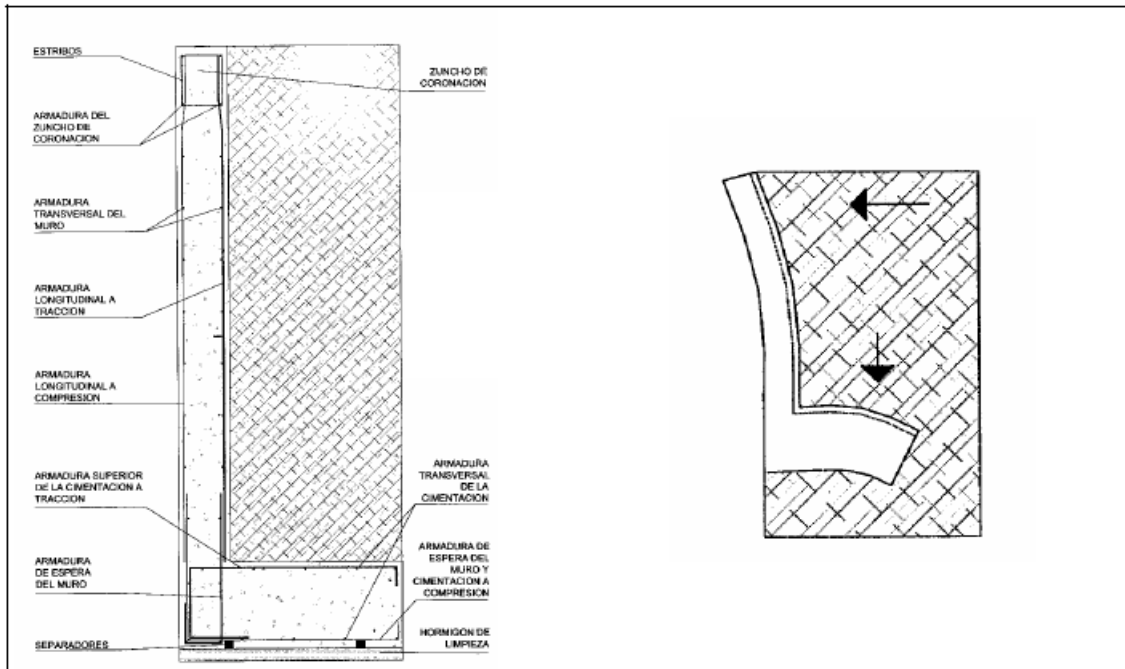


Figura 2.22: Armadura tipo y deformada en muros con talón.

Para el cálculo de la armadura del muro se seguirá la EHE, con sus artículos correspondientes.

Se considera que funciona como una ménsula empotrada en la zapata, de canto “**a**”, y un metro de anchura (**b=1m**). En caso de no poseer cargas verticales en coronación, se calculará como un elemento que trabaja a flexión simple, para ello se desprecia el peso del alzado y el posible empuje vertical del terreno.

En muros de altura reducida (hasta 5 m), es normal calcular la armadura del alzado en su unión con el cimiento, ya que es la sección más solicitada, y llevarla hasta la coronación. En muros con alturas mayores, es frecuente disminuir en un 50% la armadura, a la altura en que esto resulte posible. Para ello se tendrá en cuenta el diagrama de momentos flectores, buscando el punto en que ésta armadura deja de ser necesaria.

Un procedimiento para calcular la altura a la que podemos reducir la armadura a la mitad, consiste en calcular el **Mu** (EHE, Anejo 8, Apartados 3.2 y 5.2., comprobación de secciones, ver anejo I de éste libro) que es capaz de resistir la sección con la mitad de armadura vertical en la cara traccionada y a continuación buscar a que altura el muro se encuentra sometido a un momento **Md** igual, es decir, buscar la profundidad a la que  $Mu = Md$ . Debe tenerse en cuenta que la reducción de la armadura no podrá hacerse en éste punto, sino que tendremos que prolongarla a partir de aquí en una longitud igual al canto útil del alzado más la longitud neta de anclaje ( $l_{b,neta}$ ).

Una vez que se obtiene la armadura del alzado por cálculo, se comprobará que cumple las cuantías máximas y mínimas expuestas en los artículos 42.3.2, 42.3.3, y 42.3.5. de la EHE (ver anejo I).

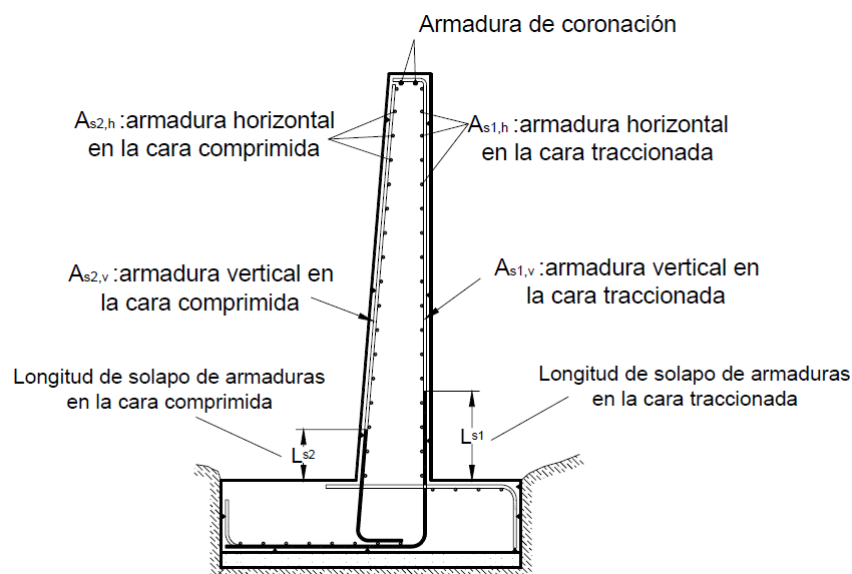


Figura 2.23: Detalle de Armadura en el Muro

### **a) Armadura vertical con el alzado trabajando a flexión simple**

Para el cálculo de la armadura vertical (  $A_{s1,v}$  y  $A_{s2,v}$  ) podemos usar el método de cálculo simplificado para secciones sometidas a flexión simple en sección rectangular que se expone

en el anejo I de éste libro.(EHE anejo 8.3.)

Generalmente nos vamos a encontrar con el **Caso 1** de flexión simple ( $M_d \leq 0.375U_0 d$ ), en el cual no es necesaria armadura de compresión por cálculo, (  $2, 0 A_{s v} =$  ), con lo cual no será necesario disponer por cálculo de armadura vertical en la cara comprimida.

Sin embargo, para controlar la fisuración producida por la retracción y esfuerzos térmicos, será preciso disponer una armadura vertical mínima en la cara comprimida que vendrá determinada por cuantías, generalmente por la cuantía geométrica mínima.

### **b) Armadura vertical con el alzado trabajando a flexión compuesta**

En muchas ocasiones se emplea armadura simétrica como simplificación constructiva, sin embargo, puede ser importante, por el ahorro que ello conlleva, buscar un par de armaduras  $A_{s v 1}$  ,  $A_{s v 2}$ , tal que resulte óptima la suma de ambas.

En el caso de emplear armadura simétrica, la armadura vertical en ambas caras,  $A_{s1,v}$   $A_{s2,v} =$  , se puede obtener mediante el método expuesto en la EHE, Anejo 8.5. Flexión compuesta recta en sección rectangular con.  $U_{s1}=U_{s2}$  (ver anejo I).

En el caso de buscar una distribución óptima de armaduras, podremos aplicar el método que se expone a continuación:

### **c) Flexión compuesta en sección rectangular con distribución óptima de armaduras:**

En el caso de estructuras de contención, dada la marcada dirección y sentido del momento flector, existiendo en el muro una cara claramente más traccionada (o menos comprimida) que la otra, se puede buscar el par de armaduras  $A_{s1,v}$  ,  $A_{s2,v}$  , tal que resulte mínima la suma de ambas.

El método de cálculo que más se ajusta al comportamiento real se basa en el Diagrama

parábola rectángulo del hormigón, e implica un proceso laborioso de resolución de ecuaciones

(ver Calavera2 o J. Montoya8).

Sin embargo, para simplificar el problema, podemos obtener las capacidades mecánicas de la armadura (US1, US 2 ) como si se tratara de un problema de flexión simple y después aplicar el teorema de Ehlers. Para ello se sustituye el momento de cálculo, ( $M_d$ ) por  $N_d \times e_t$ , siendo  $e_t$  la excentricidad con respecto a la armadura de tracción; se calcula como si se tratase de un problema de flexión simple, y luego se determina la armadura correspondiente a la flexión compuesta según las expresiones expuestas en el apartado c).

Los pasos a seguir son los siguientes:

**d) Determinación del momento de cálculo a flexión simple**

$$e_t = \frac{M_d}{N_d} + \frac{d - d'}{2} \quad (\text{Excentricidad con respecto a la armadura de tracción})$$

El nuevo momento de cálculo vendrá determinado por la expresión)

$$M_d = N_d \times e_t$$

**e) Obtención de la armadura a partir del cálculo a flexión simple. (EHE, Anejo 8.3)**

**f) Obtención de la armadura correspondiente a flexión compuesta.**

$$US1 = AS1 \times f_{yd} - Nd$$

$$US2 = AS2 \times f_{yd}$$

En el caso de cargas en coronación reducidas, nos vamos a encontrar con que no es necesaria armadura de compresión, ( $AS2, v=0$ ), con lo cual no será necesario disponer por cálculo de armadura vertical en la cara comprimida, pero al igual que el caso del alzado trabajando a flexión simple, será necesaria disponer una armadura mínima por cuantías para controlar la fisuración por retracción y esfuerzos térmicos.

**g) Armadura horizontal en el alzado.**

La armadura horizontal necesaria se obtiene aplicando el *Artículo 42.3.5. de la EHE*, en el cual se indica la cuantía geométrica de la armadura horizontal, así como el modo de disponerla (*ver anejo I*).

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista.

En caso de que se dispongan juntas verticales de contracción, a distancias no superiores a 7,5 m, con armadura horizontal interrumpida, la cuantía geométrica horizontal podrá reducirse a la mitad.

**2.5.3.7 Comprobación a esfuerzo cortante.**

En estas estructuras no es habitual disponer de armadura de cortante, con lo que se debe de comprobar que el alzado no se agota por tracción del alma.

En primer lugar se define el esfuerzo cortante efectivo, en el caso de armaduras pasivas y piezas de sección constante (Art. 44.2.2) como:

$$V_{rd} = V_d$$

El esfuerzo cortante de cálculo, en piezas sin armadura de cortante, debe de ser menor que la resistencia a tracción del alma:

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Donde:

- $V_{rd}$ : *esfuerzo cortante efectivo de cálculo.*
- $V_d$ : *valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por acciones exteriores.*
- $V_{u2}$ : *esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.*

El esfuerzo de agotamiento por tracción en el alma,  $V_{u2}$ , en piezas sin armadura de cortante, se obtiene a partir de la siguiente expresión (*EHE Art. 44.2.3.2 y 44.2.3.2.1*):

$$V_{u2} = \left[ 0,12 \times \xi \times (100 \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 \times \sigma'_{cd} \right] \times b_0 \times d$$

Siendo:

- $f_{ck}$ : *resistencia característica del hormigón, expresada en N/mm<sup>2</sup>.*

- $\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{b \times h}$  : tensión de compresión axial efectiva, si

existe, del hormigón. En el caso de flexión simple, o axiles pequeños, se puede despreciar.

- $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$  (con  $d$  en mm)

- $b_0 = b$  (en piezas de sección constante)

- $\rho_1 = \frac{A_s}{b_0 \times d} < 0,02$  (cuantía geométrica de la armadura

longitudinal traccionada)

Si  $V_{rd} > V_{u2}$ , la pieza no resiste el esfuerzo cortante a que se encuentra sometida. En este caso podemos aumentar el canto o el ancho de la sección, también podríamos aumentar la sección de la armadura longitudinal traccionada, o colocar armadura de cortante, en cuyo caso se comprobaría su resistencia a cortante según el método expuesto en la EHE para piezas con armadura de cortante.

### 2.5.3.8 Longitud básica de anclaje:

$$l_{bl} = m \times \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \times \varnothing$$

Siendo:

- $l_{bl}$  : longitud básica de anclaje para barras en posición I,
- $m$ : coeficiente numérico con valores en la tabla 11.8.
- $f_{yk}$ : límite elástico garantizado del acero en N/mm<sup>2</sup>.
- $\varnothing$  = diámetro de la barra en cm.

Resistencia característica del hormigón (N/mm <sup>2</sup> )	$m$	
	B 400 S	B 500 S
25	12	15
30	10	13
35	9	12
40	8	11
45	7	10
50	7	10

Tabla 2.18. Valores del coeficiente  $m$ . Fuente EHE Art.66.5.2

La longitud básica de anclaje debe de cumplir las limitaciones impuestas en el artículo 66.5.1. de la EHE, según las cuales, ésta no debe de ser inferior de los tres valores siguientes:

- 10  $\phi$
- 15 cm
- 1/3 lb (caso de barras trabajando a tracción)
- 2/3 lb (caso de barras a compresión)

### 2.5.3.9 Cálculo de la longitud de solapo:

$$l_s = \alpha \times l_b \times \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

Siendo:

- Lb: Longitud de básica de anclaje.
- $\alpha$  : coeficiente numérico definido en la tabla 2.22

Valores de $\alpha$						
Distancia entre los empalmes más próximos Figura 32	Porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	>50	
$a \leq 10 \phi$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10 \phi$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Tabla 2.19. Valores del coeficiente  $\alpha$  . Fuente EHE Art. 66.6.2

- $\frac{A_s}{A_{s,real}}$  (Cociente entre el área de armadura necesaria por cálculo y el área real de la armadura)

Al igual que la longitud básica de anclaje, la longitud de solapo debe de cumplir las limitaciones impuestas en el Artículo 66.5.1. de la EHE.

Según lo expuesto en éste apartado, las longitudes de solapo,  $L_{s1}$  y  $L_{s2}$  , que se muestran en la figura 11.31. toman el siguiente valor:

- ✓ **Longitud de solapo en la cara traccionada (  $L_{s1}$  ):**

$$l_{s1} = \alpha \times l_b \times \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

Donde  $\alpha$ , en función de la distancia entre empalmes toma el valor de 2 ó 1,4, ya que se trata de barras trabajando a tracción.

✓ **Longitud de solapo en la cara comprimida ( $L_{s2}$ ):**

$$l_{s2} = l_b \times \frac{A_S}{A_{S,real}}$$

✓ **Separación entre barras aisladas (EHE Art. 66.4.1. y 42.3.1)**

La distancia horizontal y vertical entre dos barras consecutivas será igual o superior a los tres valores siguientes:

- 2 cm
- Diámetro de la mayor
- 1,25 veces el tamaño máx de árido (ver Art 28.2 EHE)

La distancia entre dos barras longitudinales no debe ser inferior a:

- 30 cm
- Tres veces el espesor bruto de la sección

### 2.5.3.10 Armadura de coronación

En la coronación del muro debe disponerse una armadura mínima para controlar la fisuración, ver *figura 11.30*, según la bibliografía consultada, para muros de menos de 5 m de altura lo habitual es disponer 2 redondos de diámetro variable según la altura del muro (*tabla 6.*)

Altura del muro (H)	Armado en coronación
$H \leq 5m$	2 $\phi$ 12
$5m < H \leq 8m$	2 $\phi$ 16
$H > 8m$	2 $\phi$ 20

*Tabla 2.20: Armadura de coronación.*

## 2.5.4 Fundaciones

Las zapatas (cimentaciones superficiales de zonas aisladas de la estructura) son el tipo más frecuente, se emplean cuando el terreno tiene ya en su superficie una resistencia media o alta en relación con las cargas de la estructura y es suficientemente homogéneo como para que no sean de temer asientos diferenciales entre las distintas partes de ésta.

### 2.5.4.1 Proceso de cálculo

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

Momento en el eje x (Mx)

Momento en el eje y (My)

Cortante en el eje x (Vx)

Cortante en el eje y (Vy)

Carga vertical que llega a la zapata (N).

1.-Se calculará el peso propio de la zapata, asumiendo un valor igual al 5% del total de la carga N:

$$PP_{zapata} = 1.05 * N$$

2.-Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, encontramos el área mínima necesaria que deberá tener y en función a esta área se encuentra los valores de a<sup>2</sup> y b<sup>2</sup>

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

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

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

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{6 * M_a}{a^2 * b} \pm \frac{6 * M_b}{a * b^2}$$

3.-Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con las siguientes fórmulas (que llevan en cuenta las solicitaciones por punzonamiento y el corte)

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_1 * b_1}{4} \pm \frac{a * b}{2k - 1} - \frac{(a_1 + b_1)}{4}}$$

$$d_2 \geq \begin{cases} \frac{2(a - a_1)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b_1)}{4 + k} \end{cases}$$

**Donde:**

$$\gamma_f = 1,6$$

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

El  $\sigma_{real}$  puede ser el  $\sigma_{max}$  o el  $\sigma_{adm}$

Se asumirá un recubrimiento de la zapata de 5 cm.

Por lo tanto, la altura de la zapata será igual a  $d + 5\text{cm}$

La altura mínima que deberá tener una zapata es de 20 cm.

4.-Cálculo del peso propio real de la zapata con la siguiente fórmula:

$$PP_{zapata} = \gamma_H * Volumen$$

Los esfuerzos cortantes en la base de la columna generan momentos flectores en la base de la zapata.

Dichos momentos serán:

$$M_{ox} = M_x \pm V_x * h$$

$$M_{oy} = M_y \pm V_y * h$$

#### 2.5.4.2 Verificación de la resistencia del suelo

$$\sigma_{max} = \frac{N + PP}{A} + \frac{6 * M_a}{a^2 * b} + \frac{6 * M_b}{a * b^2} \leq \sigma_{adm} (suelo)$$

#### 2.5.4.3 Verificación al vuelco

Todo elemento de cimentación sometido a momentos flectores o fuerzas horizontales. deberá comprobarse su seguridad al vuelco.

### Verificación para la dirección X-X

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \left(\frac{a}{2}\right)}{(M_y + V_x * h)} \geq 1,50$$

### Verificación para la dirección Y-Y

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \left(\frac{b}{2}\right)}{(M_x + V_y * h)} \geq 1,50$$

#### Donde:

Npl= Es la carga de servicio transmitida al soporte.

Mx y My=Momentos en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

Vx y Vy=Esfuerzos cortantes en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

a y b= Las dimensiones en planta de la zapata medianera.

Nc1 = El peso propio de la zapata medianera.

h=Altura total del elemento de cimentación.

Esta verificación se realizará para la zapata centrada, de la misma manera que se realiza para la zapata medianera.

#### 2.5.4.4 Verificación al deslizamiento

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

##### Para suelos sin cohesión (arenas)

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \tan \varphi_d}{V_x} \geq 1,50$$

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \tan \varphi_d}{V_y} \geq 1,50$$

##### Para suelos cohesivos (arcillas)

$$\frac{A * C_d}{V_x} \geq 1,50$$

$$\frac{A * C_d}{V_y} \geq 1,50$$

**Donde:**

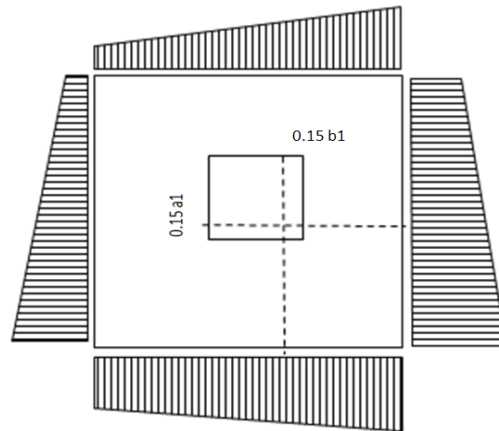
A=Área de la base de la zapata medianera.

$\phi d = (2 * \phi / 3)$  = Valor de cálculo del Angulo de rozamiento interno.

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

### **Cálculo de la armadura**

Para calcular la armadura de la zapata, debemos encontrar el momento de diseño. Para esto calculamos las tensiones de la zapata sin tomar en cuenta el peso propio de la misma.



*Figura 2.24: Tensiones en la Zapata*

Luego encontramos el momento ( $M_e$ ) a una distancia de 15 cm. de la cara de la comuna del bloque más comprimido.

Luego el momento mayorado será:

$$M_{ed} = 1,6 * M_e$$

$$\mu_d = \frac{M_{de}}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$w = \mu_d * (1 - \mu_d)$$

El área de armadura será:

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

Con la cuantía mínima  $w_{\min}$  se determinará la armadura mínima necesaria en la pieza.

○ **Para calcular la armadura longitudinal:**

Se utilizará el área de armadura mayor de los dos valores encontrados

$$N^{\circ}barras = \frac{A_s}{A_{s1}}$$

**Donde:**

As= Área de la armadura

As1= Área de una barra de acero

Recubrimiento= Se asumirá (3 cm)

○ **Para calcular la armadura transversal:**

Se trabaja con Asmin para completar la armadura de la zapata:

$$N^{\circ}barras = \frac{A_{s \min}}{A_{s2}}$$

As min= Área de la armadura mínima

As2= Área de una barra de acero

Recubrimiento= Se asumirá (3 cm)

Se recomienda que el diámetro de las barras de acero sea como mínimo de 10 mm, tengan una separación máxima de 30 cm y de separación mínima de 10cm.

#### 2.5.4.5 Verificación de la adherencia en dirección x-x

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,90 * d * n * u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f * \sigma_{t1} * b_2 * \left[ \left( \frac{a - a_1}{2} \right) + 0,15 * a_1 \right]$$

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

$$\begin{cases} k = 2 \text{ (flexible)} \\ k = 0,95 \text{ (rigida)} \end{cases}$$

**Donde:**

T<sub>b</sub>= Tensión tangencial de adherencia

τ<sub>bd</sub>=Resistencia de cálculo para adherencia

V<sub>d1</sub> =Fuerza cortante mayorada en la sección.

d=Canto útil

n= Número de barras

u=Perímetro de cada barra

σ<sub>t1</sub>- Tensión o presión con la que trabaja el suelo, en la zapata medianera

f<sub>cd</sub>= Resistencia de cálculo del hormigón (kg/cm<sup>2</sup>)

γ<sub>t1</sub> =Coeficiente de mayoración de cargas.

k=Es un coeficiente que se toma 0,95 para zapatas rígidas y 2 para zapatas flexibles

Se define como zapatas flexibles a las que cuyo vuelo máximo es superior a 2h, en alguna de las direcciones principales.

Se define como zapatas rígidas, todas aquellas que tengan un vuelo máximo de la cimentación, medido en ambas direcciones principales, donde el paramento del elemento que se cimienta, no sea superior a 2h

**2.5.4.5.6 Verificación de la adherencia en dirección y-y**

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,90 * d * n * u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f * \sigma_{t1} * b_2 * \left[ \left( \frac{b - b_1}{2} \right) + 0,15 * a b_1 \right]$$

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

$$\begin{cases} k = 2 \text{ (flexible)} \\ k = 0.95 \text{ (rigida)} \end{cases}$$

### 2.5.5 Diseño de Juntas de Dilatación

El tema de las juntas en las estructuras de hormigón es de esencial importancia en su calidad y, muy especialmente, en su durabilidad. La documentación sobre este asunto es escasa y dispersa y las propias normas de los diferentes países lo tratan solo de forma superficial.

Las variaciones de temperatura ocasionan cambios dimensionales, tanto en la estructura como el resto de los componentes de la construcción.

El proyectista se ve obligado a disponer juntas de dilatación que permitan la contracción y la expansión de la estructura y reduzcan los esfuerzos de dichos movimientos.

El hecho de que los métodos actuales de cálculo permitan calcular las construcciones con mayor precisión que en otros tiempos conduce, en definitiva, a estructuras más afinadas y ello hace que muchas reglas empíricas sobre el tema de las juntas de dilatación no resulten ya válidas y sea necesario un análisis más racional del tema.

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

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

La información sobre el tema es poca, especialmente por lo que se refiere a mediciones sobre edificios construidos.

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

Según el autor Jou Calavera Ruiz en su libro (juntas en construcciones de hormigón) nos ofrece dos métodos para determinar la dilatación en edificios.

- **Temperatura de cálculo.**-la información sobre el tema es poca especialmente por lo que se refiere a mediciones sobre edificios construidos. Las referencias contienen información importante sobre este asunto. En particular el informe de la National Academy of Ciencias, de Washintong, "Expansion Joints in Building". Basado en el estudio medidas sobre nueve edificios reales y numerosos cálculos de estructuras teóricas, contiene, a nuestro juicio, la información más válida sobre el tema.

En lo que sigue llamaremos variación de temperatura de cálculo al mayor de los valores

$$\Delta_t = T_s - T_m$$

$$\Delta_t = T_m - T_i$$

Donde:

$T_s$  = temperatura que como término medio, es excedida solamente el uno por ciento del tiempo durante los meses de verano.

$T_m$  = temperatura media durante la época normal de construcción en la zona que se va a construir el edificio.

$T_i$  = temperatura igualada o excedida, por término medio, el noventa y nueve por ciento del tiempo durante los meses de invierno.

### 2.5.5.1 Cálculo de la Junta. Método Empírico.

➤ Distancia entre juntas

Para estructuras de edificios formados por entramados, pantallas y/o núcleos, la distancia entre juntas puede ser determinada mediante el gráfico figura 2.25, correspondiente a estructuras en las que puede suponerse que los pilares están articulados en su unión al cimiento y que el edificio tiene calefacción (\*\*\*) .

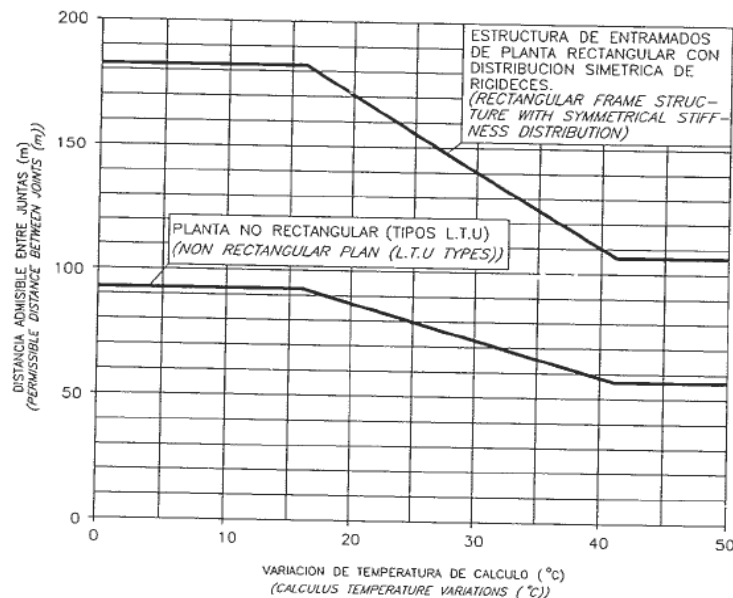


Fig.- 25

(\*) Este apartado ha sido tomado de J. CALAVERA (7).

Figura 2.25

A la distancia entre juntas del grafico de la figura 25, se debe aplicar las siguientes correcciones.

- ✚ Si el edificio va a tener aire acondicionado, aumentar la distancia en un 15%.(\*)
- ✚ Si el edificio no va a tener calefacción, reducir la distancia en un 33%(\*\*).
- ✚ Si los pilares pueden considerarse empotrados en su unión al cemento reducir la distancia en un 15%(\*\*\*).

Todo lo anterior es aplicable a casos como los a) y b) de la figura 26 en al que las deformaciones por temperatura se distribuye simétricamente a cada lado del plano medio entre juntas. Si se dan situaciones como la c) de la figura 26, en la que la deformación se produce esencialmente hacia un lado de la junta, distancia indicada por el grafico de la figura 25 debe reducirse en un 33%.

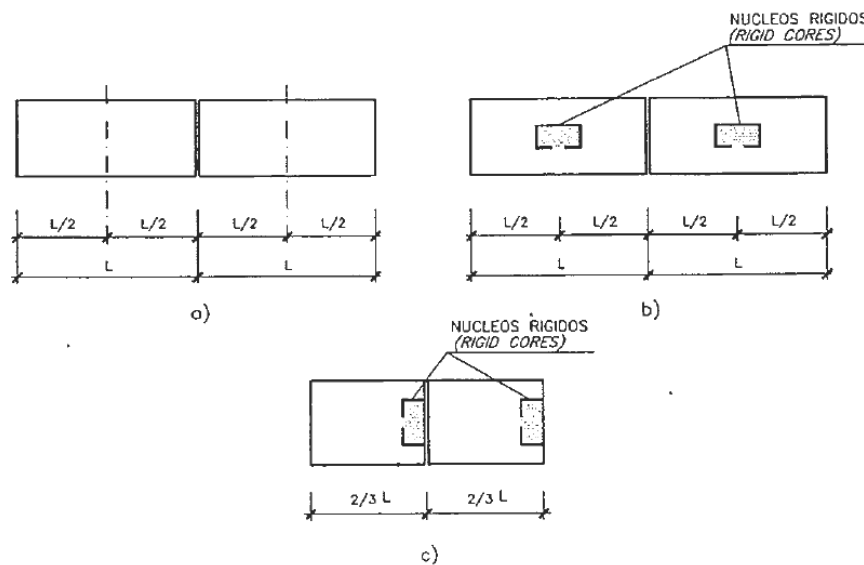


Figura 2.26

Los porcentajes de corrección indicados en los anteriores párrafos se aplicaran sumándolos algebraicamente si coexisten varias de dichas situaciones.

➤ Cierre máximo entre juntas

El máximo cierre teórico de una junta en un edificio de entramado sometido a una variación de temperatura en grados centígrados:

$$\Delta_t = T_s - T_m$$

Con una distancia L entre juntas viene dado por

$$C_t = (T_s - T_m)L * 1.1 * 10^{-5}$$

La expresión debe tomarse como L el valor medio de las dos distancias entre juntas de los bloques continuos a la junta considerada. Si se está en uno de los casos de rigidez asimétrica, como lo indicado en la figura 26 debe tomarse como distancia del bloque la real aumentada en un 50% si la zona rígida está en el lado opuesto la junta considerada y la real reducida en un 33% si está en el mismo lado de la junta considerada.

➤ Ancho entre juntas

Para tener en cuenta las tolerancias de construcción y las características de deformabilidad del materia de sellado de la junta, se dispondrá de junta.

(\*) Si se considera probable que el equipo de aire acondicionado sufra interrupciones en su funcionamiento de más de dos días, no debe aplicarse esta corrección.

(\*\*) Se considerara también esta corrección si se supone probable que el equipo de calefacción sufra interrupciones en su funcionamiento de más de dos días.

(\*\*) Puede considerarse que se está en este caso cuando se cimiente en suelos muy compactos o rocosos. Un análisis teórico conduce a que los esfuerzos producidos en dos edificios,, un con pilares articulados y otro con pilares empotrados en su cimentación, son sustancialmente idénticos en todos los pisos excepto el bajo, en el que los esfuerzos en el caso de empotramiento son casi el doble. En cualquier caso, los máximos momentos flectores y esfuerzos cortantes se presentan en los pilares y dinteles contiguos a las juntas, mientras que los máximos esfuerzos axiles inducidos en los dinteles se producen en la zona equidistante de dos juntas consecutivas.

$$a = k_1 * C_t$$

Donde los valores de k1 son:

$k_1 = 2$  para edificios sin calefaccion

$k_1 = 1.7$  para edificios con calefaccion pero sin aire acondicionado (\*)

$k_1 = 1.4$  para edificios con calefaccion y sin aire acondicionado (\*\*)

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

### **2.5.5.2 Cálculo de la Junta. Método Analítico**

Para aquellos casos en el método empírico no sea de aplicación o bien cuando se estime que los resultados a que conduce son demasiado conservadores, cabe el cálculo directo, aplicado a una variación de temperatura  $c(T_s - T_m)$  donde

$C=1$  para edificios sin calefacción (\*\*\*)).

$C=0.7$  para edificios con calefacción y aire acondicionado (\*\*\*\*).

El cierre máximo de juntas y el ancho de juntas se calculan de acuerdo con lo indicado en c-2). En todo el cálculo analítico de juntas es esencial introducir hipótesis correctas acerca de la unión de los pilares al cimiento, o mejor dicho, del conjunto pilar-cimiento al suelo. Véase a estos efectos el método expuesto en (7), para considerar un empotramiento flexible, y no rígido, entre el pilar y su cimiento y el suelo.

## **2.6 Estrategia para la ejecución del proyecto**

Para poder realizar la ejecución del proyecto, es necesario, primero, determinar las especificaciones técnicas necesarias para la realización de la obra; seguidamente, se realizará los cálculos métricos con sus precios unitarios para la elaboración del presupuesto y así realizar el planeamiento y cronograma respectivo

### **2.6.1 Especificaciones técnicas**

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

En general las especificaciones técnicas se hicieron en base a las especificaciones nacionales oficiales del país.

### **2.6.2 Precios unitarios**

Los precios unitarios se refieren al costo por unidad de volumen, área o longitud, según corresponda, para cada ítem de construcción.

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas; tomado en cuenta como

beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 8% y como utilidad el 8%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

### **2.6.3 Cálculos métricos**

Los cálculos métricos se calculan mediante el uso de fórmulas matemáticas más o menos complejas para las cantidades de cada tarea de la obra, para obtener una valoración anticipada de ésta y poder predecir las cantidades y volúmenes de material que llevará la realización de la misma, se vale de los planos y documentación definitiva del proyecto.

El trabajo de computar será detallado en todas sus partes para facilitar su revisión, corrección o modificación, deberá quedar constancia no solamente de todas las operaciones, sino también de los criterios particulares que hayan sido necesario adoptar, se buscare un orden, que permita reducir al mínimo el número de operaciones y el de mediciones, no se deben descuidar ciertas operaciones de control que permitan asegurarse contra errores groseros, tal es el caso de cubiertas, pisos, revoques, pinturas, etc.

### **2.6.4 Presupuesto**

El presupuesto de la obra se lo determina de acuerdo a los precios unitarios para cada cálculo métrico referido en la obra; con esto anticipamos el costo total de la obra y poder estimar una utilidad conveniente. Se debe tener cuidado porque un mal presupuesto puede generar pérdidas para la empresa encargada de la construcción de la obra.

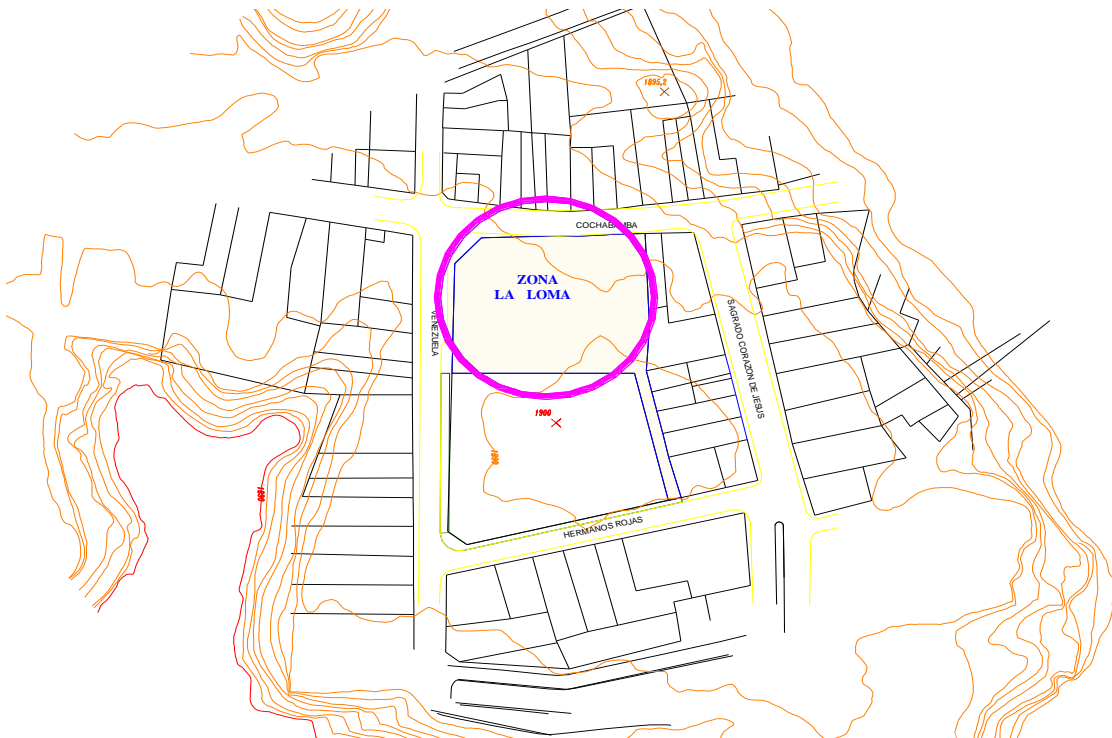
### **2.6.5 Planeamiento y cronograma**

El planeamiento y cronograma de una construcción se lo determina de acuerdo a una ruta crítica y cantidad de obreros necesarios en cada una de las etapas de la construcción de la obra, existen varios métodos como ser PERT, CPM, PERT-CPM y GANTT. En nuestro caso usaremos el método GANTT para la elaboración del planeamiento y determinar el cronograma de la obra.

## CAPITULO III INGENIERÍA DEL PROYECTO

### 3.1 Análisis del levantamiento topográfico

Según lo señalado en el marco teórico el levantamiento topográfico fue realizado con estación total utilizando el método de radiación con lo cual se obtuvieron las curvas de nivel como se muestra en la figura 3.2



*Figura. 3.1: Curvas de nivel*

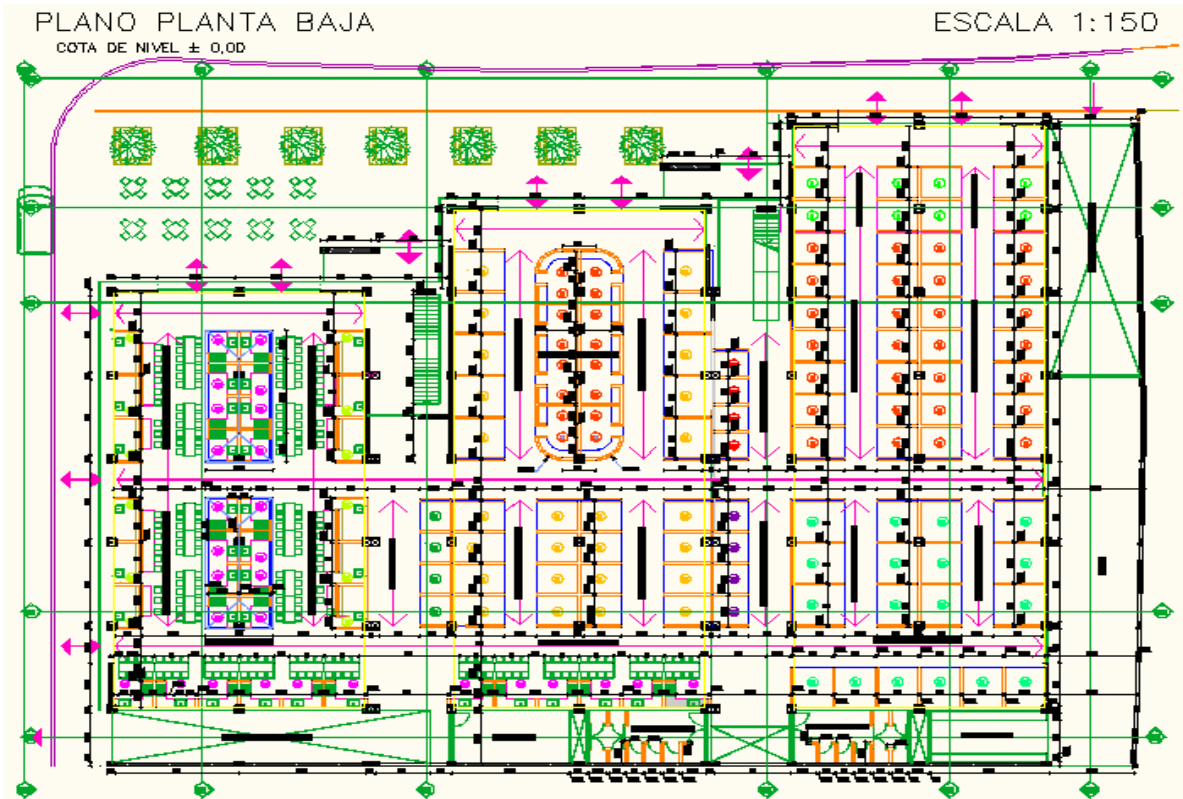
Con la planimetría, altimetría y las curvas de nivel obtenidas con el levantamiento topográfico, se pudo determinar que el terreno es semiplano con pendientes pequeñas.

### 3.2 Análisis del estudio del suelo

Los estudios del suelo se obtuvieron de la alcadía, dando como resultado lo siguiente: **suelo con grava y arena limosa del tipo A-2-6**, con una resistencia admisible de **1.5 kg/cm<sup>2</sup>**, estos resultados se obtuvieron a una profundidad de 4m del nivel del suelo.

### 3.3 Análisis del diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico fue realizado tomando en cuenta todo lo mencionado previamente en el marco teórico.



*Figura. 3.2: Plano Arquitectónico*

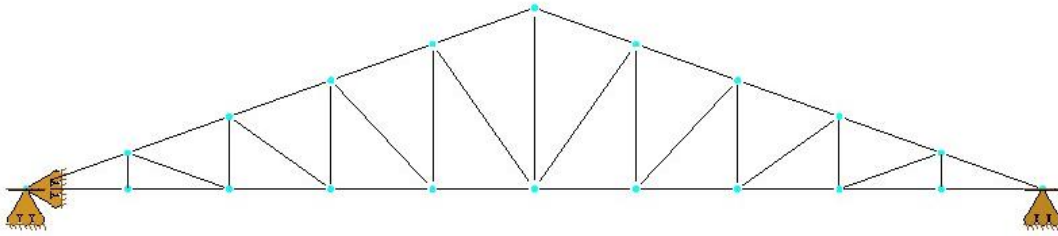
### 3.4 Planteamiento estructural

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

Con los criterios mencionados en el marco teórico se procederá a hacer la idealización de la estructura

#### 3.4.1 Planteo estructural de cubierta

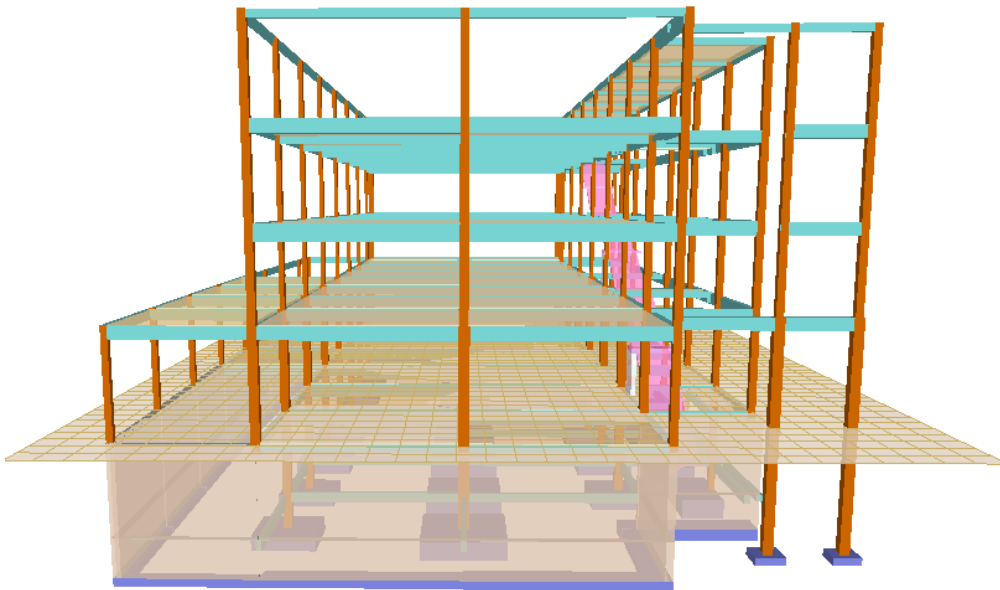
La cercha metálica es simplemente apoyada, posee un apoyo fijo y otro móvil como se aprecia en la figura 3.3.



*Figura 3.3. Planteo de la cercha*

### **3.4.2 Estructura de la edificación**

Los pórticos frontales y transversales presentan apoyos fijos.



*Figura 3.4. Planteo de la edificación*

### **3.4.3 Fundaciones**

Todas las fundaciones de la estructura son consideradas como apoyos fijos.

### **3.5 Análisis, cálculo y diseño estructural (análisis de cargas – resultados)**

Una de las tareas más importantes de un proyectista es determinar las cargas de manera más precisa posible y la posición de las cargas que soportará la estructura durante su vida útil y las combinaciones de carga más desfavorables.

**Cargas Muertas:** Son aquellas cuya magnitud y posición permanece prácticamente constante durante la vida útil de la estructura; inicialmente estas cargas deben estimarse para luego compararlas con las cargas obtenidas mediante el diseño, será necesario repetir el análisis con una estimación más precisa de las cargas.

**b) Carga de Calamina:** Para el diseño se tomará las dimensiones comerciales en nuestro país.

Se utilizará paneles de trapezoidal de 1.0 m x 4 m con las características que aconseja para el buen funcionamiento.

El traslape entre hojas será de 15 cm. en el sentido longitudinal y 10 cm. en el sentido transversal. La pendiente mínima para estas cubiertas debe ser 35%.

Peso de la calamina y accesorios: 4.01 Kg./m<sup>2</sup>.

Espesor: 1 mm.

La calamina descarga sobre las correas su peso dado que éstas se encuentran separadas cada 1.56 m; la carga por metro que le transmite será de:

$$Q_c = 4.01 \frac{kg}{m^2} * 1.56m = 6.36 \frac{kg}{m}$$

**c) Carga de las Correas:**

- El peso propio fue calculado directamente por el paquete electrónico Ram Advanse.
- La carga de viento se calculo adoptando una velocidad de 125 Km/h (34,72 m/s) que es la recomendada para nuestra ciudad

**d) Carga del Peso Propio de la Estructura:** Es el proporcionado por las barras de las cerchas, y sus accesorios de unión. Se calcula mediante el área de la barras multiplicando por su peso específico y número de barras.

**Cargas Vivas:** son cargas variables en magnitud y posición debidas al funcionamiento propio de la estructura. Para calcular utilizamos el procedimiento de la norma CIRSOC.

#### 4.9. SOBRECARGAS MÍNIMAS PARA CUBIERTAS

##### 4.9.1. Cubiertas planas, horizontales o con pendiente y curvas

Las cubiertas comunes planas, horizontales o con pendiente y curvas se diseñarán para las sobrecargas especificadas en la expresión (4.2.) u otras combinaciones de cargas de control fijadas en los reglamentos específicos de cada material, aquella que produzca las mayores solicitaciones. En estructuras tales como invernaderos, donde se usa andamiaje especial como superficie de trabajo para obreros y materiales durante las operaciones de reparación y mantenimiento, no se podrá usar una carga de cubierta menor que la especificada en la expresión (4.2) a menos que la apruebe la autoridad bajo cuya jurisdicción se realiza la obra.

$$L_r = 0,96 R_1 R_2 \quad \text{siendo} \quad 0,58 \leq L_r \leq 0,96 \quad (4.2)$$

donde:

$L_r$  sobrecarga de cubierta por metro cuadrado de proyección horizontal en kN/m<sup>2</sup>

Los factores de reducción  $R_1$  y  $R_2$  se determinarán como sigue:

$$\begin{array}{ll} R_1 = 1 & \text{para } A_t \leq 19 \text{ m}^2 \\ R_1 = 1,2 - 0,01076 A_t & \text{para } 19 \text{ m}^2 < A_t < 56 \text{ m}^2 \\ R_1 = 0,6 & \text{para } A_t \geq 56 \text{ m}^2 \end{array}$$

donde:

$A_t$  área tributaria (ver comentarios artículo 4.8.1) en metros cuadrados soportada por cualquier elemento estructural y

$$\begin{array}{ll} R_2 = 1 & \text{para } F \leq 4 \\ R_2 = 1,2 - 0,05 F & \text{para } 4 < F < 12 \\ R_2 = 0,6 & \text{para } F \geq 12 \end{array}$$

donde, para una cubierta con pendiente,  $F = 0,12 \times$  pendiente, con la pendiente expresada en porcentaje y, para un arco o cúpula,  $F =$  la relación altura-luz del tramo  $\times 32$ .

$D=1.56$  m espaciamiento entre correas

$A=14.7 \times 39.9 = 586.53$  m<sup>2</sup> área de la cubierta

$S = 35\%$  pendiente

$R_1 = 0.6$

$F = 0.12 \times 35 = 4.2$

$R_2 = 0.99$

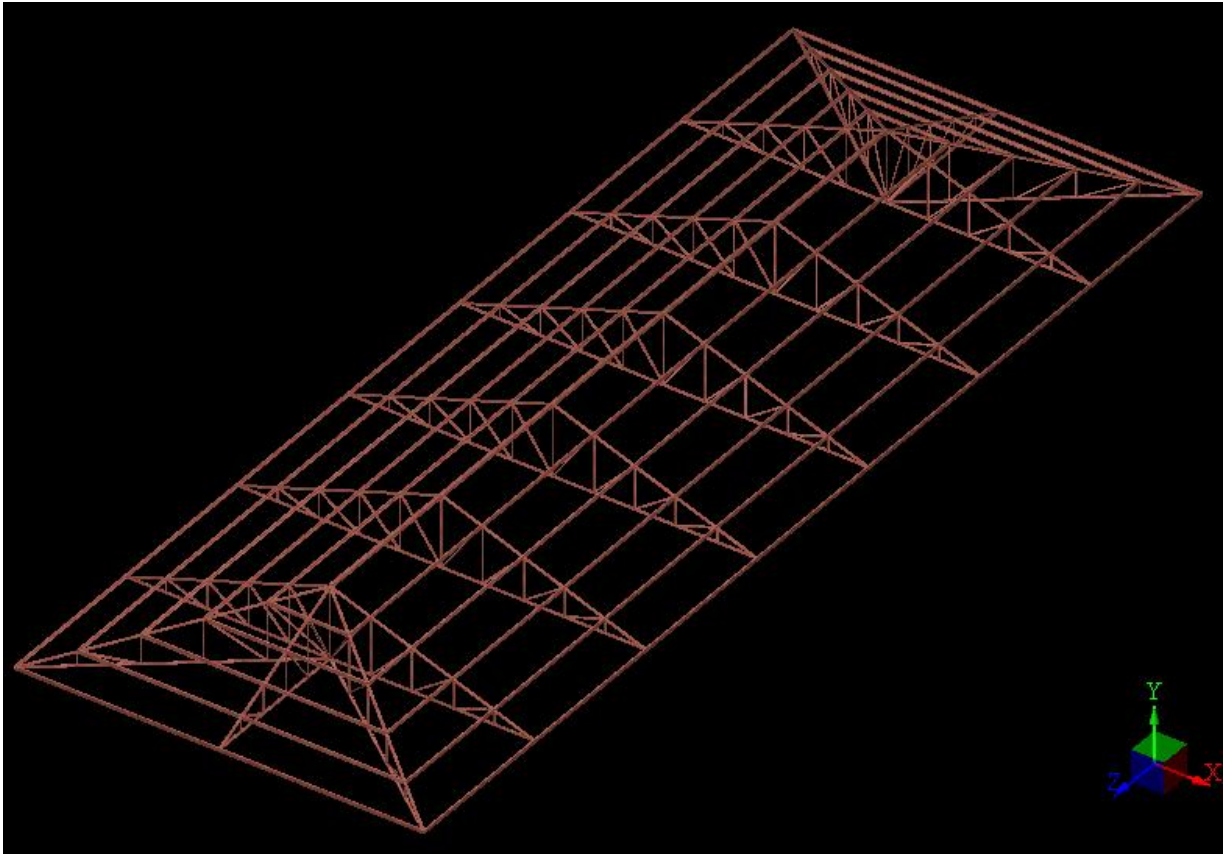
$$SC = 0.96 \times 0.6 \times 0.99 = 0.57 \text{ KN/m}^2 = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$SC = 60 \times 1.56 = 93.6 \text{ kg/m}$$

**Sobrecarga:** Las estructuras deben ser capaces de sostener el peso propio de una persona ya sea en su instalación o mantenimiento siendo el recomendado por la norma  $25 \text{ kg/m}^2$ .

$$S_c = 25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 6.8 \text{ m} = 170 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

### 3.5.1 Estructura de sustentación de cubierta



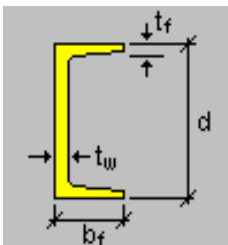
*Figura 3.5. Vista hipsométrica de la cubierta*

**Clasificación de la pieza:** depende de las dimensiones  $b/t$  si esta relación es muy grande la pieza pandeará, para determinar los valores límites de la sección debemos saber si ésta corresponde a una sección compacta, no compacta o esbelta

Según la norma para:

#### **Propiedades de la sección para correas**

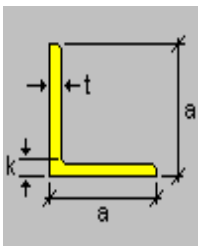
**Sección: C 140**



$bf$	$= 6$	(cm)	Ancho
$d$	$= 14$	(cm)	Profundidad
$tf$	$= 1.00$	(cm)	Espesor de ala
$tw$	$= 0.70$	(cm)	Espesor de alma

### PROPIEDADES DE LA SECCION PARA LAS VERTICALES Y DIAGONALES

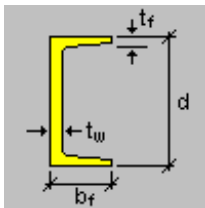
#### Sección: ANGULAR L 2-1\_2X2-1\_2X3\_16



$a$	$= 6.35$	(cm)	Largo de ala
$k$	$= 1.113$	(cm)	Distancia k
$T$	$= 0.478$	(cm)	Espesor de ala

### PROPIEDADES DE LA SECCION PARA LA CUERDA SUPERIOR E INFERIOR

#### Sección: C 100



$bf$	$= 5$	(cm)	Ancho
$d$	$= 10$	(cm)	Profundidad
$tf$	$= 0.85$	(cm)	Espesor de ala
$tw$	$= 0.60$	(cm)	Espesor de alma

### 3.5.1.1 Diseño a flexotraccion de la correa

Estructura metálica con cubierta de calamina

Carga (Peso propio <b>D</b> )=	22.36 Kg/m
Carga (Mantenimiento <b>Lr</b> )=	93.6 Kg/m
Carga (Viento <b>W</b> )=	-47.02 Kg/m

#### Diseño de Largueros Modulo III

Datos :

$\theta =$	20.00	
Espacio =	1.56	m
Larguero	5.70	m

Descomposición de las cargas para los largueros:

Descomposición de carga Muerta:	$D_x =$	21.01	Kg/m
	$D_y =$	7.65	Kg/m

Descomposición de carga Viva:	$L_x =$	87.96	Kg/m
	$L_y =$	32.01	Kg/m

Descomposición de carga de Viento:	$W_x =$	-44.18	Kg/m
	$W_y =$	-16.08	Kg/m

Determinación de las cargas factorizadas :

**En el eje  
(X)**

$$U = 1.4D \qquad U = \mathbf{29.42} \quad \text{Kg/m}$$

$$U = 1.2D + 1.6Lr \qquad U = \mathbf{165.94} \quad \text{Kg/m}$$

$$U = 1.2D + 1.6Lr + 0.8W \qquad U = \mathbf{130.59} \quad \text{Kg/m}$$

$$U = 1.2D + 1.3W + 0.5Lr \qquad U = \mathbf{11.75} \quad \text{Kg/m}$$

$$U = 0.9D - 1.3W$$

$$U = 76.35 \text{ Kg/m}$$

Escogemos el mayor de las cargas factorizadas:

$U_x = 165.94 \text{ Kg/m}$
-----------------------------

**En el eje (Y)**

$$U = 1.4D$$

$$U = 10.71 \text{ Kg/m}$$

$$U = 1.2D + 0.5Lr$$

$$U = 25.18 \text{ Kg/m}$$

$$U = 1.2D + 1.6Lr + 0.8W$$

$$U = 47.53 \text{ Kg/m}$$

$$U = 1.2D + 1.3W + 0.5Lr$$

$$U = 4.28 \text{ Kg/m}$$

$$U = 0.9D - 1.3W$$

$$U = 27.79 \text{ Kg/m}$$

Escogemos el mayor de las cargas factorizadas:

$U_y = 47.53 \text{ Kg/m}$
----------------------------

**Diseño por Flexión Asimétrica o Esviada :**

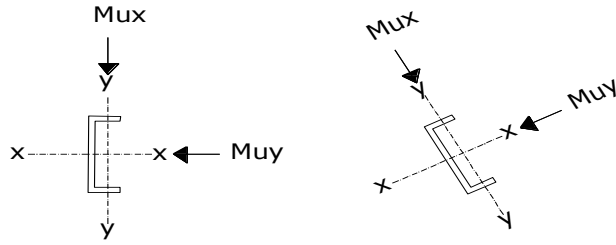
**En el eje X :**

$U_x = 165.94 \text{ Kg/m}$
-----------------------------

**En el eje Y:**

$U_y = 47.53 \text{ Kg/m}$
----------------------------

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \leq 1.0$$



**Calculo del momento:**

$$M_{ux} = \frac{W_{ux} * L^2}{12} = \frac{165.94 * 5.7^2}{12} = 449.29 \text{ kg * m}$$

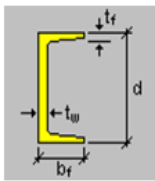
$$M_{uy} = \frac{W_{uy} * L^2}{12} = \frac{47.53 * 5.7^2}{12} = 128.69 \text{ kg * m}$$

**De tabla:**

**Sección definida :**

**C 140**

$f_y = 2530.00 \text{ kg/cm}^2$



$E = 2039000 \text{ kg/cm}^2$

$A = 20.40 \text{ cm}^2$

$\text{Peso} = 16.00 \text{ Kg/m}$

$d = 140.00 \text{ mm}$

$bf = 60.00 \text{ mm}$

$tf = 10.00 \text{ mm}$

$hw = 120.00 \text{ mm}$

$tw = 0.70 \text{ mm}$

$Z_x = 86.40 \text{ cm}^3$

$Z_y = 14.80 \text{ cm}^3$

$I_x = 605.00 \text{ cm}^4$

$I_y = 62.70 \text{ cm}^4$

$bf = 6.000$	[Cm]	Ancho
$d = 14.000$	[Cm]	Profundidad
$tf = 1.000$	[Cm]	Espesor de ala
$tw = 0.700$	[Cm]	Espesor de alma

**Calculo de la fuerza nominal  $P_n$ :**

$$\phi_t \cdot P_t = \phi_t \cdot f_y \cdot A$$

$\phi_t P_t = 46450.80 \text{ kg}$

$P_u = 5000.00 \text{ kg}$

extraído del miembro 420 más solicitado

**Calculo de momento nominal  $M_{nx}$  :**

$$M_{nx} = \phi_b \cdot f_y \cdot Z_x$$

$$M_{nx} = 196732.80 \text{ kg*cm}$$

$$M_{ny} = \phi_b \cdot f_y \cdot Z_y$$

$$M_{ny} = 33699.60 \text{ kg*cm}$$

**Verificación a la flexión asimétrica :**

$$\frac{P_u}{2 \cdot \phi_t \cdot P_n} \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \leq 1.0$$

0.73	<	1.00
------	---	------

**Cumple OK !!!**

**Verificación de la flecha :**

$$\Delta_{cal} \leq \frac{L}{300}$$

$$\Delta = 1.90 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x}$$

$$\Delta_{cal} = 1.8489 \text{ cm}$$

1.85	<=	1.90
------	----	------

**Cumple OK !!!**

### 3.5.1.2 Diseño a Compresión de Cuerda Superior

**miembro 43**

el diseño de la cubierta se realizó en el programa RAM ADVANSE donde se analizó la correa más cargada

y mediante iteraciones se asignó una sección que a continuación se verificara.

Por lo tanto tenemos :

$$Pu = 11835.00 \text{ kg}$$

Se trabaja: Para A-36 Tenemos:  
 $F_y = 2530.0 \text{ kg/cm}^2$   
Para acero:  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Para miembros sometidos a compresión:

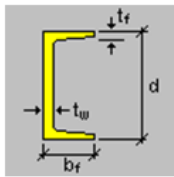
$$\phi_c = 0.85$$

Longitud efectiva se toma :  $K = 1.00$   
 $K.L = 156.00 \text{ m}$

### Sección Definida

De tabla:

Perfil : C 100



$b_f = 5.000 \text{ [Cm]}$  Ancho  
 $d = 10.000 \text{ [Cm]}$  Profundidad  
 $t_f = 0.850 \text{ [Cm]}$  Espesor de ala  
 $t_w = 0.600 \text{ [Cm]}$  Espesor de alma

$A = 13.50 \text{ cm}^2$   
 $\text{Peso} = 10.60 \text{ Kg/m}$   
 $d = 10.00 \text{ cm}$

$b_f = 5.00 \text{ cm}$   
 $t_f = 0.85 \text{ cm}$   
 $t_w = 0.60 \text{ cm}$   
 $r_x = 3.91 \text{ cm}$   
 $r_y = 1.47 \text{ cm}$   
 $I_x = 206.00 \text{ cm}^4$   
 $I_y = 29.30 \text{ cm}^4$

Condiciones que debe cumplir :  
Calculamos la esbeltez máxima:

$$\lambda_{\max} = \frac{K l}{r_{\min}} < 200$$

$$\lambda_{\max} = 106.12 < 200.00$$

Cumple OK!!!!

Se define la frontera entre columna elástica e inelástica.

$$\lambda_c = \frac{K l}{r \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda_c = 1.17 < 1.50$$

**Columna Intermedia o Corta**

**Calculo del esfuerzo crítico:**

Columna Intermedia o Corta

$$F_{cr} = 0.658 \lambda_c^2 \cdot F_y$$

$$F_{cr} = 1423.09$$

**Calculo de resistencia normal por Compresión:**

$$P_n = F_{cr} \cdot A$$

$$P_n = 19211.65 \text{ Kg}$$

**Calculo de la Suma de las cargas Factorizadas:**

factor de resistencia para miembros en compresión  $\phi_c = 0.85$

$$P_u = \phi_c \cdot P_n$$

$$P_u = 16329.91 \text{ Kg}$$

**Verificando las solicitaciones :**

Como: Las cargas factorizadas ( $P_u$ ) es:

$$P_u = 16329.91 \text{ Kg}$$

Y la carga Solicitante es:

$$P_{u(sol)} = 11835.00 \text{ Kg}$$

Debe cumplir esta condición:

$$P_u \geq P_{u(sol)}$$

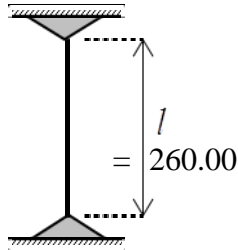
$$16329.91 \geq 11835.00 \quad \text{cumple}$$

### 3.5.1.3 Diseño a Tracción Tirante Vertical

### Miembro 182

#### Datos

$$P_u = 3428.10 \text{ kg}$$



Se trabaja: Para A-36 tenemos :

$$\begin{aligned} \text{cm} \quad F_y &= 2530.00 \text{ kg/cm}^2 \\ Fr &= 4077.78 \text{ kg/cm}^2 \quad fu \end{aligned}$$

Para miembros sometidos a tracción :

$$K = 1 \text{ (para tracción)}$$

$$\phi_1 = 0.90$$

$$\phi_2 = 0.75$$

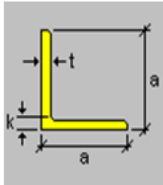
$$K \cdot l = 260.00 \text{ plg.}$$

Longitud Efectiva se toma:

#### Sección Definida

Perfil : L2-1\_2X2-1\_2X3\_16

$$f_y = 2530.00 \text{ kg/cm}^2$$



$$a = 6.350 \text{ [Cm]} \quad \text{Largo de ala}$$

$$k = 1.113 \text{ [Cm]} \quad \text{Distancia k}$$

$$T = 0.476 \text{ [Cm]} \quad \text{Espesor}$$

$$A = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} = 4.71 \text{ Kg/m}$$

$$a = 6.35 \text{ cm}$$

$$T = 0.48 \text{ cm}$$

$$r_x = 1.95 \text{ cm}$$

$$r_y = 1.95 \text{ cm}$$

$$I_x = 22.70 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 22.70 \text{ cm}^4$$

Condiciones que debe cumplir :

$$1) \quad f_{t1} = \frac{P_u}{A_{Bruta}} \leq \phi_1 \cdot F_y$$

$$571.35 \leq 2277.00$$

**Cumple OK !!!**

2)

$$f_{t2} = \frac{P_u}{A_{cr}} \leq \phi_2 \cdot F_r$$

$$571.35 \leq 3058.34$$

**Cumple OK !!!**

3)

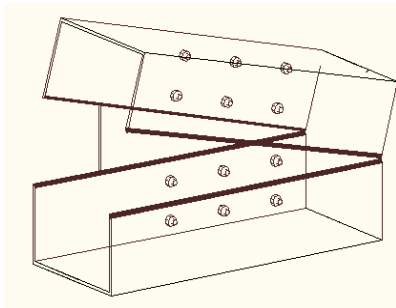
$$\frac{K l}{r_{\min}} \leq 300$$

$$11.45 \leq 300.00$$

**Cumple OK !!!**

### 3.5.1.4 Diseño de unión

#### *diseño del miembro 44*

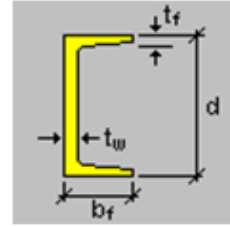


Longitud de la Barra (L) = 1.56 m  
 Elemento sometido a Compresión = 12155 Kg

**F<sub>y</sub> = 36 ksi =** 2531.04842 kg/cm<sup>2</sup> Esfuerzo de fluencia  
**F<sub>r</sub> = F<sub>u</sub> = 58 ksi =** 4077.80024 kg/cm<sup>2</sup> Esfuerzo ultimo de ruptura  
**E =** 2.10E+06 kg/cm<sup>2</sup> Módulo de elasticidad

**Sección : C 100**

Ancho (bf) =	5	cm
Profundidad (d) =	10	cm
Espesor de ala (tf) =	0.85	cm
Espesor de alma (tw) =	0.6	cm



Área =	13.5	[Cm2]	Área bruta de la sección.
Ix =	206	[Cm4]	Inercia alrededor del eje local 3.
Iy =	29.3	[Cm4]	Inercia alrededor del eje local 2.

Se emplearan tornillos con diámetro de 1.27 cm = 1/2 in

$$A_b = \frac{\pi}{4} d^2 = 1.266769 \text{ cm}^2 \quad \text{Área nominal del tornillo (Ab)}$$

Resistencia por cortante para el perno es:

$\phi =$	0.75	Factor de resistencia
$F_v = 48 \text{ ksi} =$	3374.73	kg/cm2

De A-8.3 tabla 12.6

$$\phi R_n = \phi F_v A_b =$$

3206.25291 kg/tornillo

Se supone que la rosca está en el plano de corte.

No se permite el deslizamiento por lo que esta conexión es crítica al deslizamiento.

$$\phi R_{str} = 1.13 \phi \mu T_m N_b N_s =$$

$\phi =$	1	Para agujeros estándar
$\mu =$	0.33	Coefficiente de deslizamiento medio
$N_b =$	1	numero de tornillos en la conexión
$N_s =$	1	numero de planos en deslizamientos
$T_m =$	5443.109	Tensión mínima en el sujetador (A-8.3 tabla 12.1)

$$\phi R_{str} = 2029.74 \text{ kg/tornillo}$$

Gobernando la de deslizamiento crítico para el diseño por lo que se calcula el número de tornillos a partir de esta:

$$\text{Numero det ornillos} = \frac{\text{Carga total}}{\text{Carga por tornillo}}$$

Carga total del tornillo = tensión = 12155 Kg

Carga por tornillo = 2029.74 kg/tornillo

Numero de tornillos = 5.99 Tornillos

Se usaran = 6.00 Tornillos

**Separación mínima entre tornillos (s) :**

$$s = 3d = 3 \cdot 4/5 \text{ cm} = 4 \text{ cm}$$

**Distancia mínima al borde (Le):**

Le = 2.5 cm (A-8.3Tabla 12.4) Bordes cortados mecánicamente

**Área total requerida (Ag)**

Fy = 2531.04842 kg/cm<sup>2</sup> Punto de fluencia

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.9F_y} = 5.33595305 \text{ cm}^2$$

**Área neta efectiva requerida (Ae)**

Fu = 4077.80024 kg/cm<sup>2</sup> Resistencia ultima por tensión

$$A_e \geq \frac{P_u}{0.75F_u} = 3.97436503 \text{ cm}^2$$

**Área neta requerida (An)**

$$A_n \geq \frac{A_e \text{ requerida}}{U}$$

U = 0.85 Factor de reducción de área

An = 4.6757236 cm<sup>2</sup>

**Radio de giro mínimo requerido es:**

$$r_{\min} = \frac{L}{300}$$

L = 1.56 m

r<sub>min</sub> = 0.52 cm

Para una sección de: **C 100**

$$\begin{array}{rclclcl}
 A_g = & 13.5 & \text{cm}^2 & > & 5.3359531 & \text{cm}^2 & \text{ok!!!!!!} \\
 r_{\min} = & 1.47 & \text{cm} & > & 0.52 & \text{cm} & \text{ok!!!!!!}
 \end{array}$$

**Calculo de área neta:**

$$\begin{array}{rcl}
 d' = d + 1/8 & & \\
 d' = & 1.5875 & \text{cm} \\
 t = & 0.6 & \text{cm}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{c}
 \boxed{A_n = A_g - A_{\text{agujeros}}} \\
 \boxed{A_n = 12.55 \quad \text{cm}^2}
 \end{array}$$

**Calculo de área neta efectiva:**

$$\boxed{A_e = U A_n} = 10.665375 \quad \text{cm}^2$$

**Calculo de la resistencia por aplastamiento**

diámetro de agujero = (h)

$$\begin{array}{rcl}
 \boxed{h = d + \frac{1}{16}} \\
 h = & 1.429 & \text{cm}
 \end{array}$$

Distancia del borde del agujero al borde de la parte conectada (Lc) :

$$\boxed{L_c = L_e - \frac{h}{2}} = 1.79 \quad \text{cm}$$

$$2d = 2.54 \quad \text{cm}$$

Como  $\boxed{L_c \leq 2d}$  Entonces la resistencia por aplastamiento es:

$$\boxed{\phi R_n = \phi(1.2 L_c t F_u)} = 3931.97 \quad \text{kg/tornillo}$$

Para otros agujeros:

$$\boxed{L_c = s - h} \quad 2.571 \quad \text{cm}$$

$$\boxed{\phi R_n = \phi(2.4 d t F_u)} = 5593.11 \quad \text{kg/tornillo}$$

La resistencia total por aplastamiento es:

$$\phi R_n = 3931.968 + 5593.11 = 28575.2361 \text{ kg}$$

Verificación:

$$\phi R_n = 28575.2361 > P_u = 12155 \text{ ok!!!!!!}$$

### Verificación al bloque de cortantes

Las áreas de cortante son:

$$A_{gv} = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 7.8375 \text{ cm}^2$$

Las áreas en tensión son:

$$A_{gt} = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 1.4475 \text{ cm}^2$$

resistencia del bloque de cortante de un miembro específico.

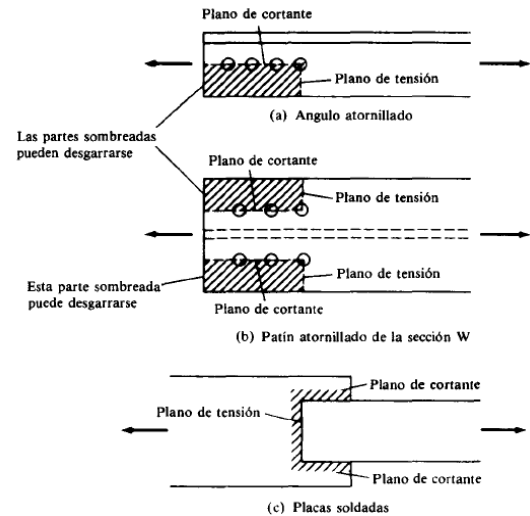


Figura 2-3. Bloque de Cortante

### Revisión de la fluencia en tensión y fractura cortante

$$\phi R_n = \phi(0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt})$$

$$\phi R_n = 18778.0064 \text{ kg}$$

### Revisión de la fractura en tensión y fluencia cortante

$$\phi R_n = \phi(0.6F_u A_{nv} + F_y A_{gt})$$

$$\phi R_n = 18937.7789 \text{ kg}$$

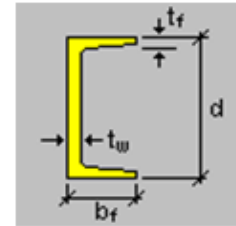
Finalmente la resistencia por cortante de bloque es, entonces:

$$\phi R_n = 18778.01 \text{ kg} > 12155 \text{ kg} \text{ Satisfactorio}$$

### 3.5.1.1 Diseño de la Placa de Anclaje

#### 3.5.1.1.1. Apoyo Fijo

<b>Sección de la viga:</b>	<b>C 100</b>	
Ancho (bf) =	5	cm
Profundidad (d) =	10	cm
Espesor de ala (tf) =	0.85	cm
Espesor de alma (tw) =	0.6	cm



L =	1.47 m	Longitud de la viga.
R <sub>u</sub> =	4640 Kg = 10.23120 kps	Reacción vertical del elemento.

Ancho de la sección en apoyo.

a =	30	cm	11.811	in
-----	----	----	--------	----

**Propiedades del material: Acero dulce A-36 designado por la (ASTM)**

<b>F<sub>y</sub></b> =	36 ksi =	2531.048	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de fluencia
<b>F<sub>u</sub></b> =	58 ksi =	4077.800	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo ultimo de ruptura
<b>E</b> =		2.10E+06	kg/cm <sup>2</sup>	Modulo de elasticidad
<b>fc'</b> =	2 ksi =	140.6	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia característica del H°

**Calculo de la Longitud del apoyo (n):**

$$R_n = (2.5k + N)F_y t_w$$

Para prevenir la fluencia en el alma

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde:

k: Coeficiente de relación de resistencia al pandeo lineal de una placa

$\phi$ =	1.0000	
k =	0.4370	in
tw =	0.2362	in
tf =	0.3346	in
d =	1.9685	in
bf =	0.3346	in

N	≥	0.876	in
---	---	-------	----

**Verificación al aplastamiento del elemento:**

Se asume:

$$\boxed{\frac{N}{d} > 0.2}$$
 referencia LRFD Mc Cormac pg 324

$$\phi 68 t_w^2 \left[ 1 + \left( 4 \frac{N}{d} - 0.2 \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}} \geq R_u$$

$$\phi = 0.75$$

$$\boxed{N \geq -0.314 \text{ in}}$$

Revisamos la suposición anterior:

$$\frac{N}{d} = 0.445 > 0.2 \quad \text{Satisfactorio}$$

**Calculo de la dimensión B de la placa:**

$$\boxed{N = 0.876 \text{ in}}$$

$$\phi_c = 0.6 \quad \boxed{\phi(0.85) f_c A_1 \geq R_u}$$

$$\boxed{A_1 \geq 10.0306 \text{ ksi In}^2}$$

El valor mínimo de la dimensión B es:

$$\boxed{B = \frac{A_1}{N}}$$

$$\boxed{B = 11.4504 \text{ in}}$$

Por razones constructivas y teniendo una suposición conservadora se tomara las siguientes dimensiones de la placa de anclaje:

N =	12.000	in
B =	12.0000	in

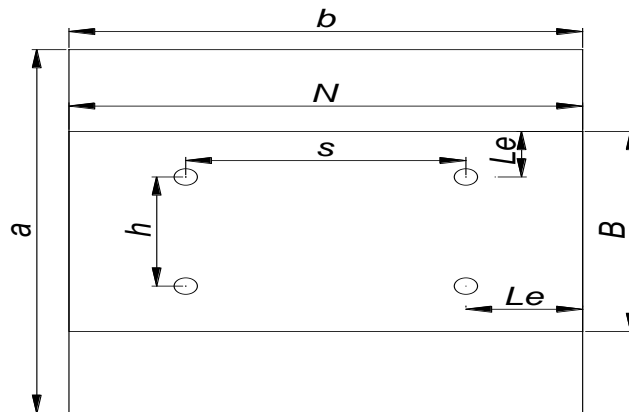
**Calculo del Espesor de la Placa:**

$$n = \frac{B - 2k}{2} \quad n = \quad 5.5629921 \quad \text{in}$$

$$t = \sqrt{\frac{2.222R_u n^2}{BNF_y}} \quad t = \quad 0.3683929 \quad \text{in}$$

**Usar una Placa de:**

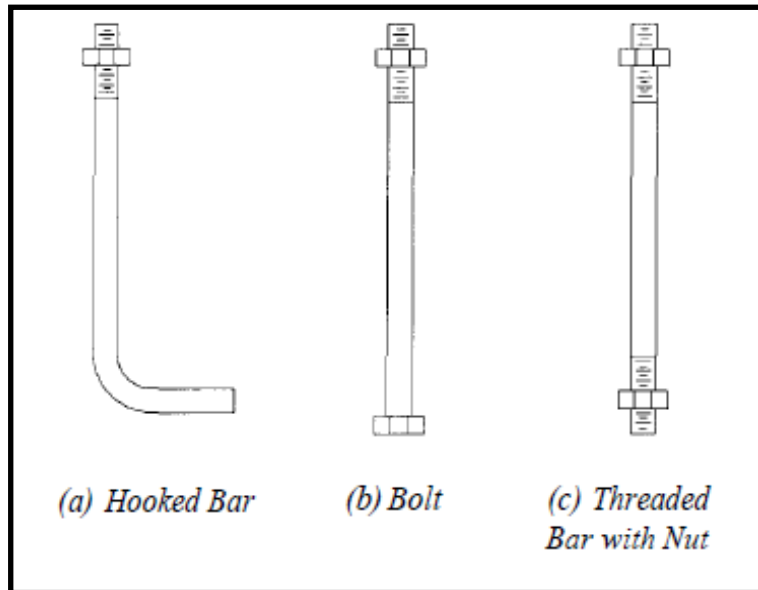
	N	B	t
<b>PL (in)</b>	<b>12.000</b>	<b>12.000</b>	<b>0.400</b>
<b>PL (cm)</b>	<b>30</b>	<b>30</b>	<b>1.0</b>



### 3.5.1.2. Pernos de Anclaje

$T_u =$	5570 Kg =	12.281 kps	Fuerza axial sobre la placa
$\phi_t =$	0.75		
$f'_c =$	2	ksi	Resistencia característica del H°
$F_u =$	58	ksi	Esfuerzo ultimo de ruptura

Según la Normativa AISC LRFD 2005



antes de comenzar el diseño de perno de anclaje es necesario considerar algunas precauciones propuestas por los autores Res Shipp y Haninger sugieren basados en la normativa una tabla según el tipo de acero utilizado las mínimas distancia a las que se deben embeber o anclar los pernos según la siguiente tabla:

Bolt Type, Material	Minimum Embedded Length	Minimum Embedded Edge Distance
A307, A36	12 $d$	5 $d > 4$ in.
A325, A449	17 $d$	7 $d > 4$ in.

DONDE  $d$  es el diámetro nominal del perno

## Procedimiento

1. Determinar el área del perno de anclaje con la siguiente formula

$$A_g = \frac{T_u}{0.75 * \phi_t * F_u}$$

$T_u =$	12.28185	kip
$\phi_t =$	0.75	
$F_u =$	58	ksi

$A_g =$	0.376	$\text{in}^2$
---------	-------	---------------

$A_g = \frac{\pi}{4} d^2 =$	$d = \sqrt{\frac{4 * A_g}{\pi}}$	$d =$	0.6923
-----------------------------	----------------------------------	-------	--------

$d =$	3/4	in
$A_g =$	0.4418	$\text{in}^2$

donde:

$t_u =$  es fuerza aplicada al perno esta sale del cálculo en el caso de placas con momento con excentricidad grande en los demás casos esta  $t_u$  no es más que la fuerza axial sobre la placa  $P_u$ .

$f_u =$  es la fuerza que resiste el perno dada según el tipo de acero utilizado para hacer el mismo en el caso de a36 aciertos de este tipo  $f_u$  vale 58 ksi

$\phi_t =$  factor de resistencia tomado para aceros a36 igual a 0,75.

2. Determinar el área de la superficie requerida

$$A_{psf} = \frac{T_u}{4 \phi_t \sqrt{f'_c}}$$

$T_u =$	12281.85	lb
$\phi_t =$	0.75	
$f'_c =$	2000	psi

$A_{psf} =$	91.544	$\text{in}^2$
-------------	--------	---------------

3. Determinar la longitud del perno de anclaje

$$L = \sqrt{\frac{A_{psf}}{3.14}}$$

$$A_{psf} = 91.544 \quad \text{in}^2$$

L =	5.399442793	in
-----	-------------	----

claro esta longitud debe compararse con la primera tabla colocada el principio de longitud mínimas.

Bolt Type, Material	Minimum Em- bedded Length	Minimum Embedded Edge Distance
A307, A36	12 d	5 d > 4 in.
A325, A449	17 d	7 d > 4 in.

$$d = 0.75 \quad \text{in}$$

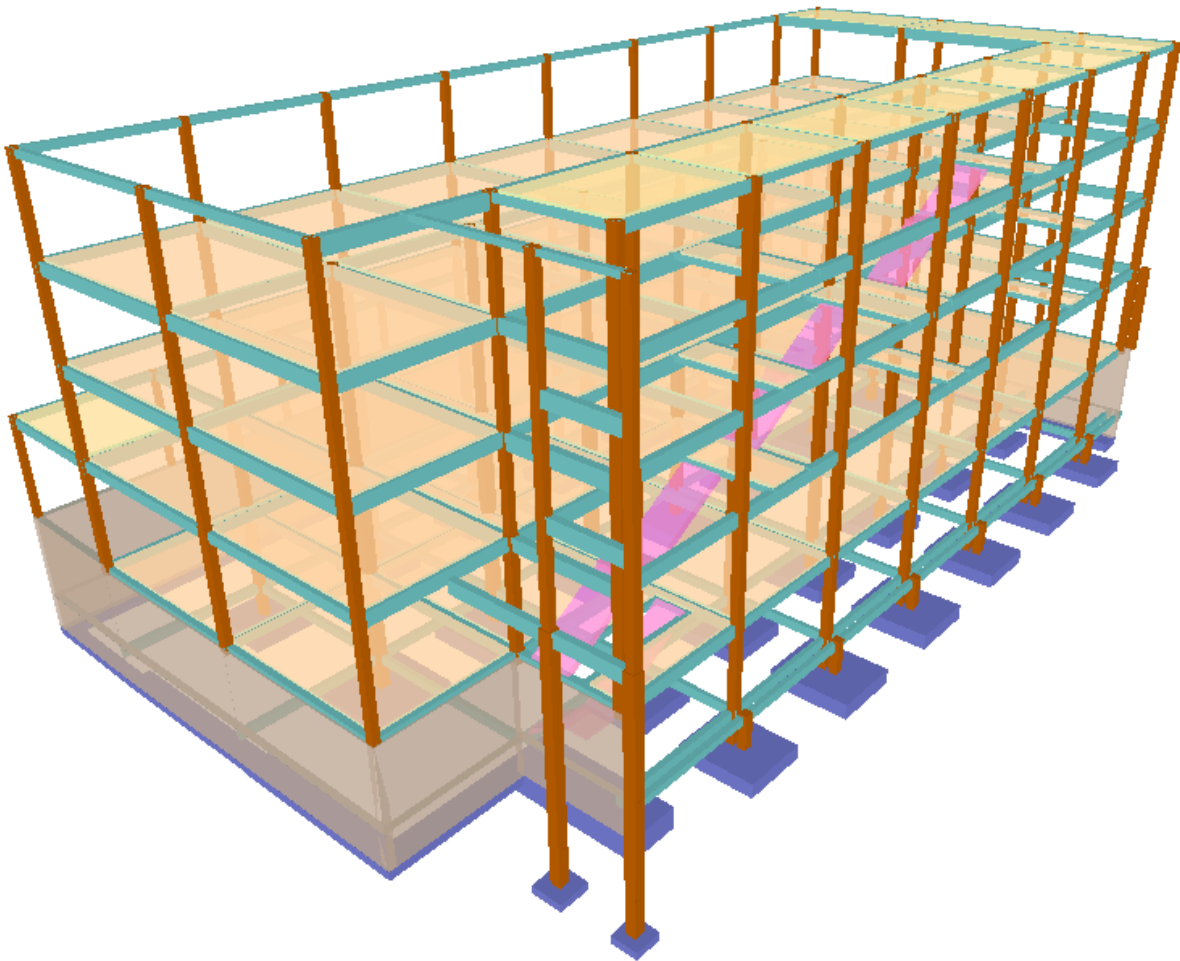
A36	12d =	9.00	in
	5d =	3.75	in

A325	17d =	12.75	in
	7d =	5.25	in

Finalmente se tiene que la longitud de anclaje es:

$$L = 9.000 \quad \text{in}$$

## 2.5.2 Estructura de sustentación de la edificación



*Figura 3.5. Vista 3d del edificio (módulo III)*

### **Análisis de cargas (ver anexo II)**

#### **Cargas actuantes en cada losa**

-Peso Propio = Peso específico del hormigón x Altura de la losa

-Peso Específico del Hormigón =  $25 \text{ KN/m}^3$

- Sobre Piso =  $0.5 \text{ KN/m}^2$

- Sobre Carga de uso: Según Jiménez Montoya

Para escaleras → S.C. =  $300 \text{ Kg/m}^2$

Galerías comerciales, escaleras y accesos → S.C. =  $400 \text{ kg/m}^2$

### a) Cargas actuantes en cada viga

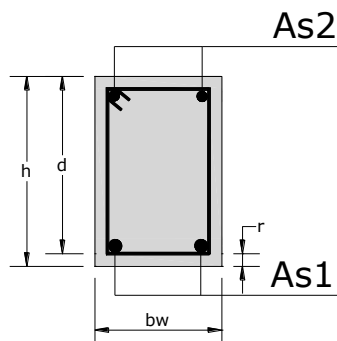
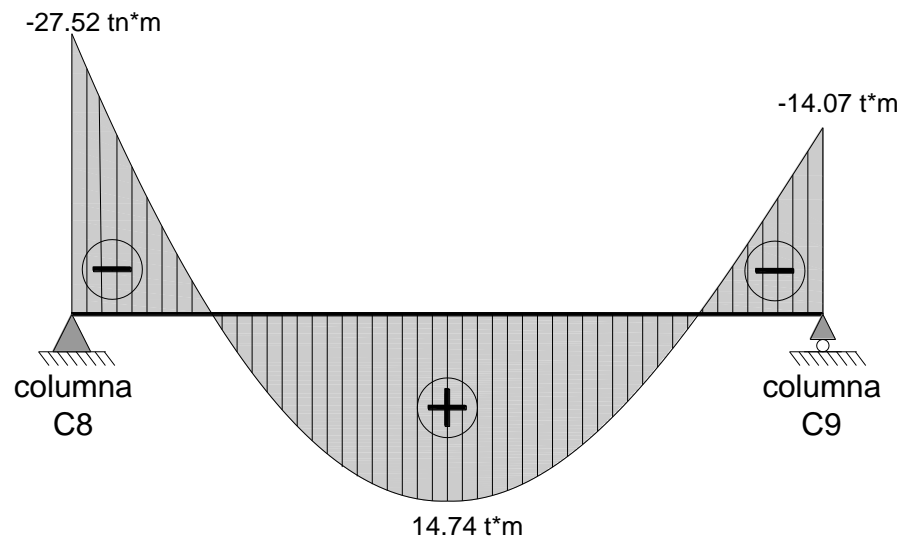
-Cargas de muro: Se refiere al peso de los ladrillo sobre las vigas, en anexos se puede ver detalladamente como se determinó el peso del muro tanto para un ( $e=12\text{cm}$ ) o ( $e=18\text{cm}$ ):

$$e = 18\text{cm} \quad P_m = 612 \text{ kg/m}$$

$$e = 12\text{cm} \quad P_m = 405 \text{ kg/m}$$

-Cargas de gradería: Se refiere al peso propio de las mismas y la sobrecarga que sujetan.

### 3.5.2.1 Diseño de Vigas:



Para el dimensionamiento de las vigas se procedió a cargar los pórticos en el programa Cypecad-2010 para obtener las máximas solicitaciones. A continuación se realizará la

verificación manual para comprobar si los resultados coinciden con los obtenidos por el programa Cypecad-2010

### **Determinación de la armadura positiva para la viga 61 entre la columna 8 y columna 9 (planta baja)**

#### **Datos:**

$$M_{\max}=9212.50\text{Kg}\cdot\text{m}$$

$$h=60\text{ cm}$$

$$b_w=30\text{ cm}$$

$$r=2\text{ cm}$$

$$d=60\text{cm}-2\text{ cm}=58\text{ cm}$$

$$f_{cd}=140\text{ kg/cm}$$

$$f_{yd}=3652,17\text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c=1,5 ; \gamma_s=1,15 ; \gamma_f=1,6$$

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

$$M_d = M_{\max} * \gamma_f = 1.6 * 9212.50\text{kg} * \text{m} = 14740\text{ kg} * \text{m}$$

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

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{14740 * 100\text{ kg} * \text{cm}}{30\text{cm} * (58\text{cm})^2 * 140\text{ kg/cm}^2} = 0.1043$$

Entonces:  $\mu_{\text{lim}}=0.332$  valor obtenido en función al tipo de acero(AE-42)

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

Determinación de la cuantía mecánica: se obtiene ( $W_s$ ) de tablas

**Con:**  $\mu_d=0.1043$  obtiene una cuantía mecánica de  $W_s=0.113$

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

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.113 * 30\text{ cm} * 58\text{ cm} * \frac{140\text{ kg/cm}^2}{3652,17\text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s=7.537\text{cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima: ( $A_s$ )  $w_{\min}=0,0033$ (de tabla, de acuerdo al tipo de acero"AE-42" y tipo de elemento estructural "viga")**

$$A_{s\text{ min}} = w_{\min} * b_w * d = 0,0033 * 30\text{cm} * 58\text{ cm} = 5.742\text{ cm}^2$$

**Como:  $A_{s_{min}} > A_s$**

Con el área de  $A_s = 7.537 \text{ cm}^2$ :

Se utilizara  **$2\Phi 20\text{mm} + 2\Phi 12\text{mm}$**

$$A_{s\phi 20\text{mm}} = 2 * 3.14 + 2 * 1.13 = 8.54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.54 \text{ cm}^2$$

$$8.54 \text{ cm}^2 > 7.537 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

### **Armadura de piel**

En las vigas de canto igual o superior a 60 cm se dispondrán unas armaduras longitudinales de piel que por norma no se debe emplear diámetros inferiores a 10 mm si se trata de acero ordinario y a 8 mm si se trata de acero ordinario con separación máxima entre barras de 30 cm y cuantía geométrica mínima en cada cara, referida al alma, igual a:

$$\frac{100 * A_{s \text{ piel}}}{b(2d - h)} \geq 0,05$$

Dónde:

b=Ancho del alma

d =canto útil

h=canto total

$$A_{s \text{ piel}} \geq \frac{0,05}{100} * b(2d - h)$$

$$A_{s \text{ piel}} = \frac{0,05}{100} * 30(2 * 58 - 60) = 0,84 \text{ cm}^2$$

Se asumirá  **$2\Phi 10 \text{ mm}$**

$$A_s = 2 * 0.785 \text{ cm}^2 = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$1.75 \text{ cm}^2 \geq 0,84 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

## Cálculo de la armadura negativa para la viga 61 en la columna 8

### Datos:

$$M_{\max}=17200 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$h=60 \text{ cm}$$

$$b_w=30 \text{ cm}$$

$$r=2 \text{ cm}$$

$$d=60\text{cm}-2\text{cm}=58 \text{ cm}$$

$$f_{cd}=140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd}=3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c=1,5 ; \gamma_s=1,15 ; \gamma_f=1,6$$

El momento mayorado (momento de cálculo) será:

$$M_d = M_{\max} * \gamma_f = 1,6 * 17200 \text{ kg} * \text{m} = 27520 \text{ kg} * \text{m}$$

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

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{27520 * 100 \text{ kg} * \text{cm}}{30\text{cm} * (58\text{cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0,226$$

Entonces:  $\mu_{\text{lim}}=0,332$  valor obtenido en función al tipo de acero

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

Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) de tablas

Con:  $\mu_d=0,128$  se obtiene una cuantía mecánica de  $W_s=0,140$

Determinación de la armadura: ( $A_s$ )

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,226 * 30 \text{ cm} * 58 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652,17 \text{ kg/cm}^2}$$
$$A_s=15,074\text{cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: ( $A_s$ )  $w_{\text{min}}=0,0033$

$$A_{s \text{ min}} = w_{\text{min}} * b_w * d = 0,0033 * 30\text{cm} * 58 \text{ cm} = 5,742\text{cm}^2$$

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

Se escogerá el área  $A_s=15,074 \text{ cm}^2$

Se utilizara  $4\Phi 20+3 \Phi 12\text{mm}$

$$A_{s\Phi 20\text{mm}} = 4 * 3,14 + 3 * 1,13\text{cm}^2 = 15,950 \text{ cm}^2$$

$$A_s=15,950 \text{ cm}^2$$

$$15,950 \text{ cm}^2 > 15,074 \text{ cm}^2 \text{ok}$$

## Cálculo de la armadura negativa para la viga 61 en la columna 9

### Datos:

$$M_{\max}=8793.80 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$h=60 \text{ cm}$$

$$b_w=30 \text{ cm}$$

$$r=2 \text{ cm}$$

$$d=60\text{cm}-2\text{cm}=58 \text{ cm}$$

$$f_{cd}=140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd}=3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c=1.5 ; \gamma_s=1.15 ; \gamma_f=1,6$$

El momento mayorado (momento de cálculo) será:

$$M_d = M_{\max} * \gamma_f = 1.6 * 8793.80 \text{ kg} * \text{m} = 14070 \text{ kg} * \text{m}$$

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

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{14070 * 100 \text{ kg} * \text{cm}}{30 \text{ cm} * (58 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0.104$$

Entonces:  $\mu_{\text{lim}}=0.332$  valor obtenido en función al tipo de acero

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

Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) de tablas

Con:  $\mu_d=0.104$  se obtiene una cuantía mecánica de  $W_s=0.112$

Determinación de la armadura: ( $A_s$ )

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.112 * 30 \text{ cm} * 58 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652,17 \text{ kg/cm}^2}$$
$$A_s=7.470 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: ( $A_s$ )  $w_{\text{min}}=0,0033$

$$A_{s \text{ min}} = w_{\text{min}} * b_w * d = 0,0033 * 30 \text{ cm} * 58 \text{ cm} = 5.742 \text{ cm}^2$$

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

Se escogerá el área  $A_s=7.470 \text{ cm}^2$

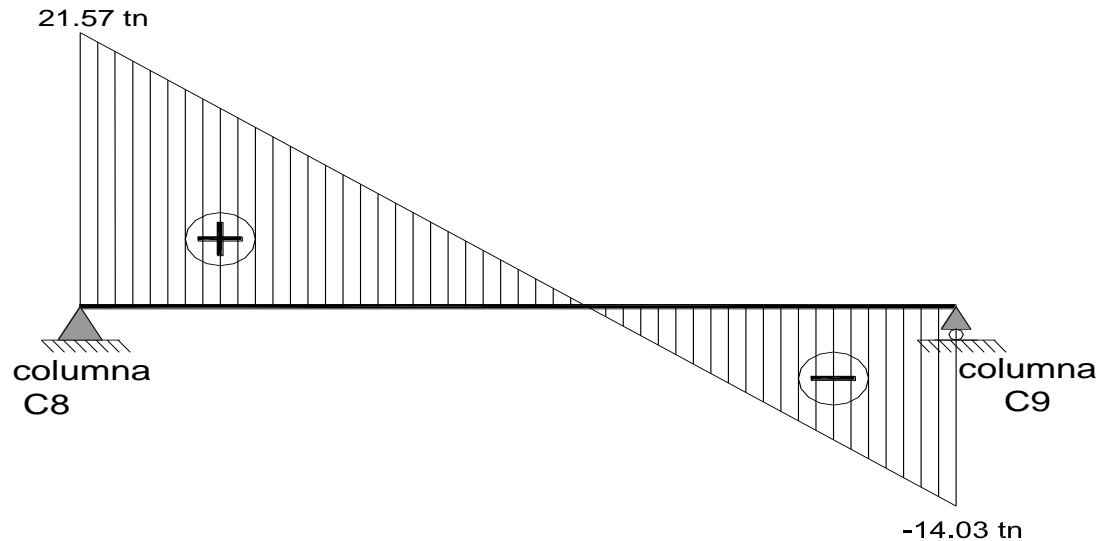
Se utilizará  $3\Phi 16+2 \Phi 12\text{mm}$

$$A_{s\Phi 16\text{mm}} = 3 * 2.01 + 2 * 1.13 \text{ cm}^2 = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s=8.29 \text{ cm}^2$$

$$8.29 \text{ cm}^2 > 7.470 \text{ cm}^2 \text{ok}$$

## Cálculo de la armadura transversal para la viga 61 en la columna 8



### Datos:

$$V=13481.30 \text{ Kg}$$

$$h=60 \text{ cm}$$

$$b_w=30 \text{ cm}$$

$$r=2 \text{ cm}$$

$$d=60\text{cm}-2\text{cm}=58 \text{ cm}$$

$$f_{cd}=140 \text{ kg/ cm}^2$$

$$f_{yd}=3652,17 \text{ kg/ cm}^2$$

$$\gamma_c=1.5 ; \gamma_s=1.15 ; \gamma_f=1,6$$

El cortante mayorado (cortante de cálculo) será:

$$Vd = 1,6 * V = 1,6 * 13481.30 \text{ kg} = 21570 \text{ Kg}$$

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 0,5 * \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu}=f_{vd} * b_w * d = 5,92 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 30 \text{ cm} * 58 \text{ cm} = 10300,8\text{kg}$$

$$Vd \leq V_{cu} \text{ No cumple}$$

$$21570 \text{ Kg} \leq 10300,8 \text{ Kg Necesita armadura transversal}$$

Como:

$$Vd > V_{cu} = 19260\text{kg} > 10300,8\text{kg}$$

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 0,30 * 140 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 30 \text{ cm} * 58 \text{ cm} = 73080\text{Kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} = 10300,8 \text{ kg} < 21570 \text{ kg} < 73080 \text{ kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 21570 \text{ kg} - 10300,8 \text{ kg} = 11269,20 \text{ kg}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{11269,20 \text{ kg} * 100 \text{ cm}}{0,90 * 58 \text{ cm} * 3652,17 \text{ kg/cm}^2} = 5,911 \text{ cm}^2$$

**Cálculo de la armadura mínima**

$$A_{st \text{ min}} = 0,02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 30 \text{ cm} * 100 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652,17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{st} = 5,911 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor  $A_{st}=5,911 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $A_s=5,29$  resultado del CYPECAD)

La armadura transversal para una pierna será:  $2,956 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se adoptará un diámetro  $\Phi=8\text{mm}$

Se tiene un área  $A=0,503 \text{ cm}^2$

$$N^\circ \text{barras} = \frac{A_{st1 \text{ pierna}}}{A \phi 8 \text{ mm}} = \frac{2,956}{0,503} = 5,877 \approx 6 \text{ barras}$$

$$A_{st} = N^\circ \text{barras} * A \phi 8 \text{ mm} = 6 * 0,503 \text{ cm}^2 = 3,018 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria obtenemos  $100/6= 16,67 \text{ cm}$

**Se utilizara:  $6\Phi 8\text{mm}$  c/15 cm**

$$3,018 \text{ cm}^2 > 2,956 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

**Cálculo de la armadura transversal para la viga 61 en la columna 14**

**Datos:**

$$V=8768,75 \text{ Kg}$$

$$h=60 \text{ cm}$$

$$b_w=30 \text{ cm}$$

$$r=2 \text{ cm}$$

$$d=60\text{cm}-2\text{cm}=58 \text{ cm}$$

$$f_{cd}=140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd}=3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c=1,5 ; \gamma_s=1,15 ; \gamma_f=1,6$$

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

$$V_d = 1,6 * V = 1,6 * 8768,75 \text{ kg} = 14030 \text{ Kg}$$

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 0,5 * \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 5,92 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 30 \text{ cm} * 58 \text{ cm} = 10300,8 \text{ kg}$$

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

$$14030 \text{ Kg} \leq 10300,8 \text{ Kg Necesita armadura transversal}$$

Como:

$$V_d > V_{cu} = 14030 \text{ kg} > 10300,8 \text{ kg}$$

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 0,30 * 140 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 30 \text{ cm} * 58 \text{ cm} = 73080 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} = 10300,8 \text{ kg} < 14030 \text{ kg} < 73080 \text{ kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 14030 \text{ kg} - 10300,8 \text{ kg} = 3729,20 \text{ kg}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{3729,20 \text{ kg} * 100 \text{ cm}}{0,90 * 58 \text{ cm} * 3652,17 \text{ kg/cm}^2} = 1,96 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{st \text{ min}} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 30 \text{ cm} * 100 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652,17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{st} = 2,30 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor  $A_{st}=2,30 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $A_s=4,57$  resultado del CYPECAD)

La armadura transversal para una pierna será:  $1,15 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se adoptará un diámetro  $\Phi=8\text{mm}$

Se tiene un área  $A=0,503 \text{ cm}^2$

$$N^\circ \text{barras} = \frac{A_{st1 \text{ pierna}}}{A \phi 8 \text{ mm}} = \frac{1,15}{0,503} = 2,28 \approx 3 \text{ barras}$$

$$A_{st} = N^\circ \text{barras} * A \phi 8 \text{ mm} = 3 * 0,503 \text{ cm}^2 = 1,509 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria obtenemos  $100/3=33,33$  cm

Se utilizará:  $3\Phi 8 \text{ mm c}/30 \text{ cm}$  (en un tramo de 4,13m)

$$1,509 \text{ cm}^2 > 1,15 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

Verificación de la flecha máxima en la viga más cargada

$$f_{\text{max}} = 0,471 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L_{\text{viga}}}{500} = \frac{735 \text{ cm}}{500} = 1,47 \text{ cm}$$

$$0,471 \text{ cm} < 1,47 \text{ cm} \text{ OK}$$

### 3.5.2.2 Diseño de Columnas

#### Diseño de la columna C8 más de la Planta Baja

Los datos correspondientes son los siguientes:

Esfuerzo normal de cálculo	$N_d = 134790 \text{ kg}$
Momento de cálculo en dirección x	$M_{dx} = 440 \text{ kg}\cdot\text{m}$
Momento de cálculo en dirección y	$M_{dy} = 2700 \text{ kg}\cdot\text{m}$
Resistencia característica de H <sup>º</sup> A <sup>º</sup>	$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia característica de acero	$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Longitud de la columna analizada	$L = 420 \text{ m}$
Altura de la columna analizada (C2)	$h = 45 \text{ cm}$
Base de la columna analizada(C2)	$b = 45 \text{ cm}$
Altura de las vigas dirección X(V1)“superior”	$h = 60 \text{ cm}$
Base de las vigas dirección X(V1)“superior”	$b = 30 \text{ cm}$
Longitud de las vigas dirección X (V1)“superior”	$L = 7.35 \text{ m}$
Altura de las vigas dirección Y(V2)“superior”	$h = 40 \text{ cm}$
Base de las vigas dirección Y (V2)“superior”	$b = 20 \text{ cm}$
Longitud de las vigas en dirección Y (V2)“superior”	$L = 5.70 \text{ m}$
Altura de las vigas dirección X (V3) “inferior”	$h = 50\text{cm}$
Base de las vigas dirección X (V3) “inferior”	$b = 25\text{cm}$
Longitud de las vigas dirección X (V3) “inferior”	$L = 7.35 \text{ m}$
Altura de las vigas dirección Y (V4) “inferior”	$h = 40 \text{ cm}$
Base de las vigas dirección Y (V4) “inferior”	$b = 20 \text{ cm}$
Longitud de las vigas en dirección Y (V4) “inferior”	$L = 5.70 \text{ m}$
Altura de la columna superior(C1)	$h = 45 \text{ cm}$
Base de la columna superior(C1)	$b = 45 \text{ cm}$
Longitud de la columna (C1)	$L = 3.50 \text{ m}$
Altura de la columna inferior (C3)	$h = 45 \text{ cm}$
Base de la columna inferior (C3)	$b = 45 \text{ cm}$
Longitud de la columna inferior (C3)	$L = 3.95\text{m}$

**Momento de inercia de la columna:**

$$I_{cx1} = I_{cy1} = I_{cx2} = I_{cy2} = I_{cx3} = I_{cy3} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{45 * 45^3}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4$$

**Momento de inercia de las vigas:**

$$I_{vx1} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{30 * 60^3}{12} = 540000 \text{ cm}^4$$

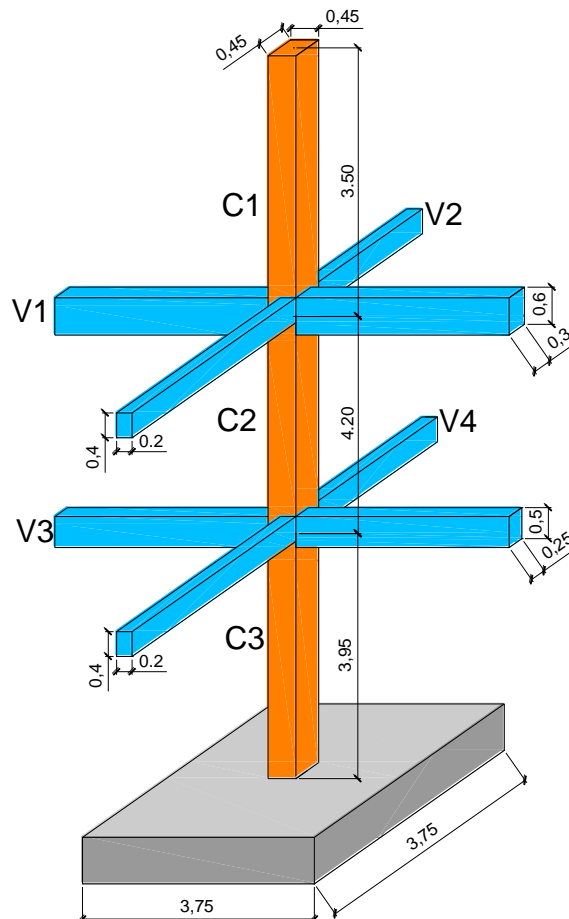
$$I_{vy1} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{60 * 30^3}{12} = 135000 \text{ cm}^4$$

$$I_{vx2} = I_{vx4} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{20 * 40^3}{12} = 106666.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{vy2} = I_{vy4} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{40 * 20^3}{12} = 26666.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{vx3} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{25 * 50^3}{12} = 260416.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{vy3} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{50 * 25^3}{12} = 65104.17 \text{ cm}^4$$



**Determinación del coeficiente de pandeo:**

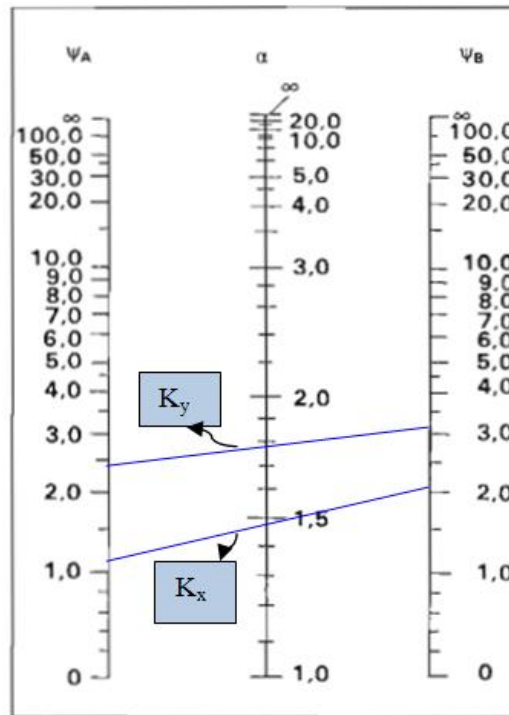
$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{cy1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cy2}}{l_{c2}}}{2 * \frac{I_{vx1}}{l_{v1}} + 2 * \frac{I_{vy2}}{l_{v2}}} = \frac{\frac{341718.75}{350} + \frac{341718.75}{420}}{2 * \frac{540000}{735} + 2 * \frac{26666.67}{570}} = 1.145$$

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{l_{c2}}}{2 * \frac{I_{vy1}}{l_{v1}} + 2 * \frac{I_{vx2}}{l_{v2}}} = \frac{\frac{341718.75}{350} + \frac{341718.75}{420}}{2 * \frac{135000}{735} + 2 * \frac{106666.67}{570}} = 2.414$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{cy2}}{l_{c2}} + \frac{I_{cy3}}{l_{c3}}}{2 * \frac{I_{vx3}}{l_{v3}} + 2 * \frac{I_{vy4}}{l_{v4}}} = \frac{\frac{341718.75}{420} + \frac{341718.75}{395}}{2 * \frac{260416.67}{735} + 2 * \frac{26666.67}{570}} = 2.093$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{I_{cy2}}{l_{c2}} + \frac{I_{cy3}}{l_{c3}}}{2 * \frac{I_{vx4}}{l_{v4}} + 2 * \frac{I_{vy3}}{l_{v3}}} = \frac{\frac{341718.75}{420} + \frac{341718.75}{395}}{2 * \frac{106666.67}{570} + 2 * \frac{65104.17}{735}} = 3.044$$

Ingresando al monograma obtenemos el coeficiente pandeo.



Pórticos traslacionales

$$K_x = 1.47$$

$$K_y = 1.78$$

$$l_{ox} = 1.47 * 4.20 = 6.17m$$

$$l_{oy} = 1.78 * 4.20 = 7.48m$$

**Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:**

$$\lambda_x = \frac{l_o}{i} = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{6.17m}{\sqrt{\frac{0,00342m^4}{0.2025m^2}}} = 47.48$$

$$\lambda_y = \frac{l_o}{i} = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{7.48m}{\sqrt{\frac{0,00342m^4}{0.2025m^2}}} = 57.56$$

Como:  $\lambda_x=47.48$  y  $\lambda_y=57.56$ , ( $36 < \lambda < 100$ ). Se trata de una columna intermedia ya que la esbeltez es mayor a 35 y menor a 100; por lo tanto; si se necesita realizar una verificación de pandeo.

**Reducción de la resistencia de los materiales:**

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.9 * \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{1,5} = 126 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{1,15} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

**Excentricidad de primer orden:**

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{440 * 100}{134790} = 0.33 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{2700 * 100}{134790} = 2.00 \text{ cm}$$

**Excentricidad accidental:**

$$e_a = \frac{h}{20} = \frac{45}{20} = 2.25 \text{ cm}$$

**Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden):**

$$e_{ficx} = \left( 0.85 + \frac{f_{yd}}{12000} \right) * \frac{b + 20 * e_{ox}}{b + 10 * e_{ox}} * \frac{l_{0x}^2}{i} * 10^{-4}$$

$$= \left( 0.85 + \frac{3652.17}{12000} \right) * \frac{45 + 20 * 0.33}{45 + 10 * 0.33} * \frac{617^2}{\sqrt{\frac{341718.75}{2025}}} * 10^{-4}$$

$$e_{ficx} = 3.614 \text{ cm}$$

$$e_{ficy} = \left( 0.85 + \frac{f_{yd}}{12000} \right) * \frac{b + 20 * e_{0y}}{b + 10 * e_{0y}} * \frac{l_{0y}^2}{i} * 10^{-4} =$$

$$= \left( 0.85 + \frac{3652.17}{12000} \right) * \frac{45 + 20 * 2.00}{45 + 10 * 2.00} * \frac{748^2}{\sqrt{\frac{341718.75}{2025}}} * 10^{-4}$$

$$e_{ficy} = 2.050 = 6.502cm$$

**Excentricidad final:**

$$e_{Tx} = e_a + e_{ficy} = 2.25 + 3.614 = 5.864cm$$

$$e_{Ty} = e_a + e_{ficy} + e_{oy} = 2.25 + 6.502 = 8.752cm$$

**Determinación de los valores reducidos:**

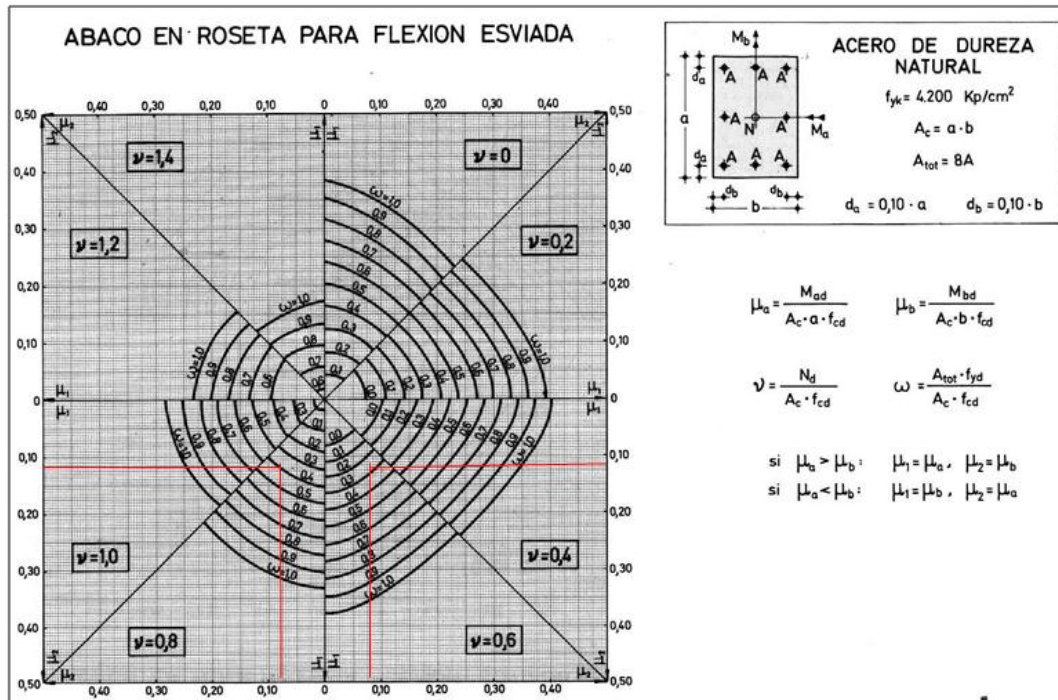
$$v = \frac{N_d}{h * b * f_{cd}} = \frac{154790}{45 * 45 * 126} = 0.62$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{Tx}}{A_c * h * f_{cd}} = \frac{154790 * 5.864}{45 * 45^2 * 126} = 0.08$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{Ty}}{A_c * h * f_{cd}} = \frac{154790 * 8.752}{45 * 45^2 * 126} = 0.12$$

Con los valores obtenidos se entra a la roseta

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



Las cuantías obtenidas son las siguientes:

Para  $v = 0.6$   $w = 0.30$

Para  $v = 0.8$   $w = 0.42$

Interpolando entre estos valores resulta:

Para  $v = 0.62$   $w = 0.32$

Con los valores obtenidos se entra al ábaco roseta y se obtiene:

$$w_s = 0.32$$

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

$$A_{s \text{ total}} = \frac{w_s * b * h * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.32 * 45 * 45 * 126}{3652,17} = 24.840 \text{ cm}^2$$

*Determinación de la armadura mínima ( $A_{smin}$ ):*

$$A_{s \text{ min}} = 0.006 * b * h = 0.006 * 45 * 45 = 12.15 \text{ cm}^2$$

Como:

$$A_s > A_{smin} \quad A_s = 24.840 \text{ cm}^2$$

**Se utilizara  $4\Phi 25\text{mm} + 4\Phi 16\text{mm}$**

**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:  $\phi \geq 1/4 * 25 \text{ mm} = 6.25 \text{ mm}$  }  
Según la segunda opción:  $\phi \geq 6 \text{ mm}$  }

Se asume  $\Phi = 8 \text{ mm}$ .

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

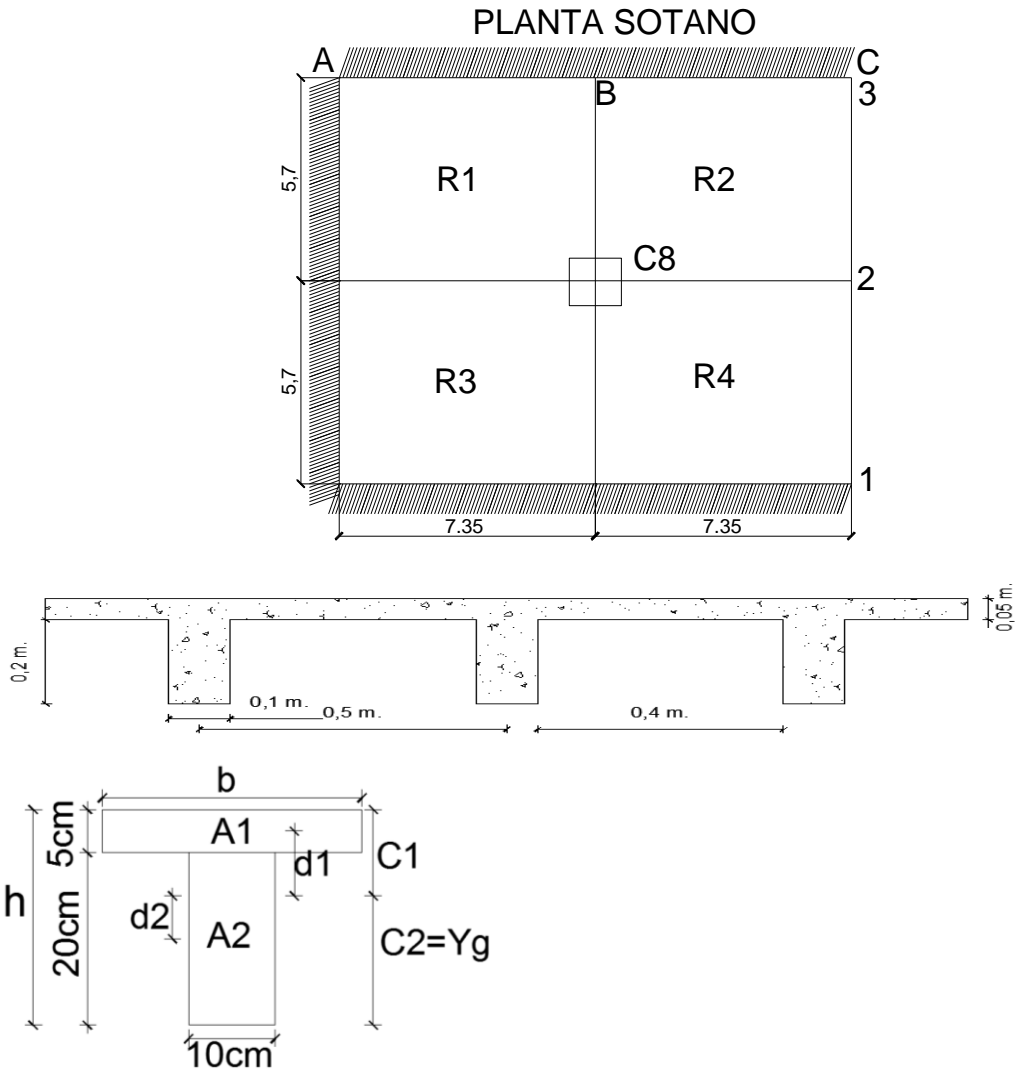
$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ \rightarrow 15 * \phi_{\text{de la armadura longitudinal mas delgada}} \end{array} \right.$$

Según la primera opción:  $S \leq 45 \text{ cm}$  }  
Se asume  $S = 30 \text{ cm}$  }  
Según la segunda opción:  $S \leq 15 * 1.6 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$  }

**Por lo tanto la armadura del estribo será:  $\Phi 8\text{mm c}/20 \text{ cm}$**

### 3.5.2.3 Diseño de losa casetonada

Espesor de la losa: 25 cm  
 Losa de compresión: 5 cm  
 Ancho del nervio: 10 cm



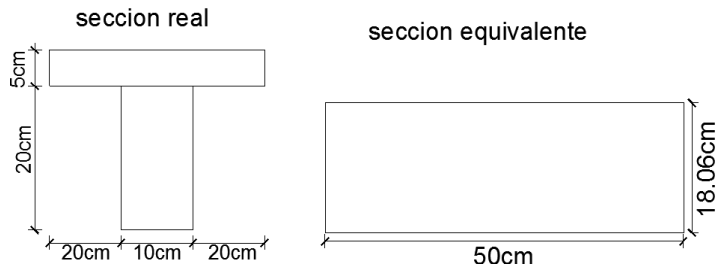
$$Y_g = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{A_i} \Rightarrow Y_g = 16.94 \text{ cm}$$

Se calcula la inercia de la viga T con relación a su centro de gravedad:

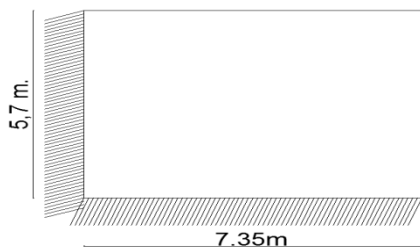
$$I = \sum (I_{xi} + (d_i^2 * A_i)) \Rightarrow I = 24549 \text{ cm}^2$$

La inercia de la viga de altura constante deberá ser la misma que la inercia de la viga T:

$$\frac{50 \cdot h^2}{12} = 24549 \text{ cm}^2 \Rightarrow h_{equivalente} = 18.06 \text{ cm}$$



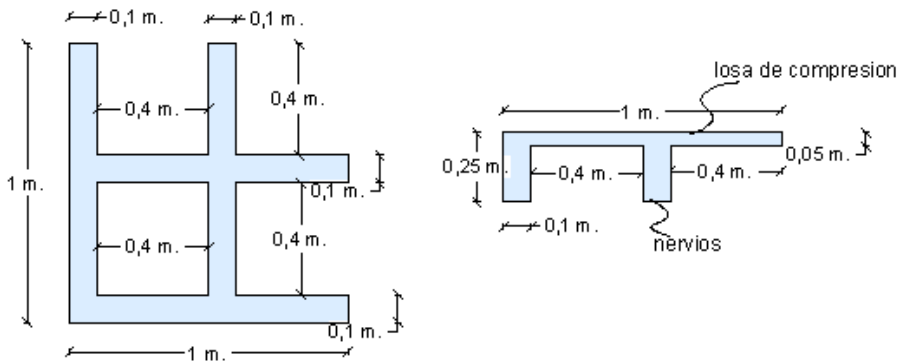
Se toma el panel de losa más crítico para las deformaciones por tener las mayores luces y al mismo tiempo menor número de lados con continuidad (dos de los cuatro lados son continuos):



$$L_n = 735 - 25 = 710 \text{ cm}$$

Determinación de las cargas de diseño en las losas del

primer piso:



$$\text{Peso de la loseta de compresión} = 1 * 1 * 0.05 * 2500 = 125 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso de los nervios} = (1 * 2 * 0.1 + 0.40 * 4 * 0.1) * 0.2 * 2500 = 180 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio de la losa} = 305 \text{ kg/m}^2.$$

Para determinar el peso de la tabiquería se hará un análisis donde se distribuirá la carga lineal del muro en m<sup>2</sup> sobre la losa:

Tomando como referencia la losa que se encuentra más cargada por el peso del muro

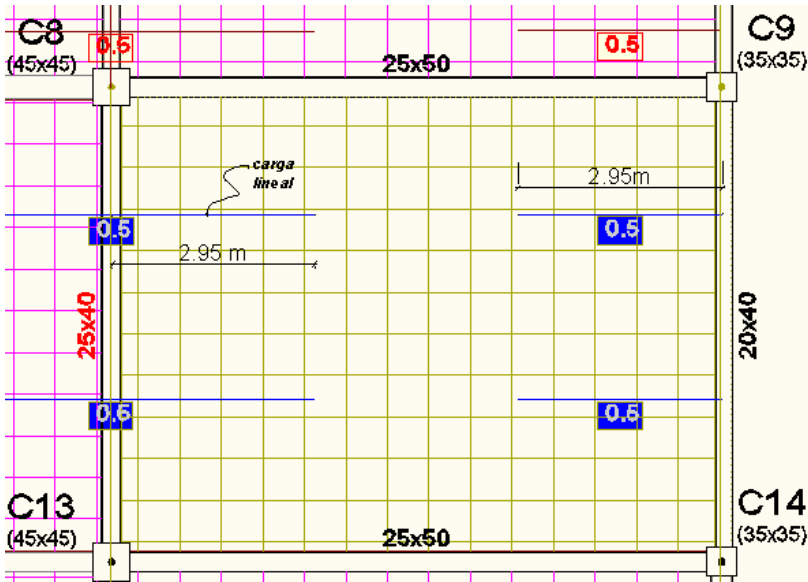


Figura: Cargas lineales actuando sobre la losa

**Determinando el peso total del muro:**

$$\text{Peso total muro} = 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (2.95 * 4)\text{m} = 5900\text{kg}$$

**Distribuyendo sobre la losa uniformemente:**

$$\text{peso muro en } \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) = \frac{5900}{5.7 * 7.35} = 140.83 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

**Peso de tabiqueria = 140 kg/m<sup>2</sup>**

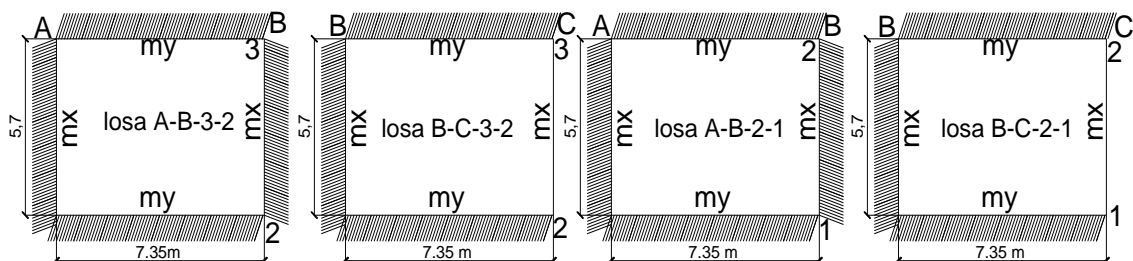
**Peso sobrepeso = 50kg/m<sup>2</sup>**

**carga permanente G = 305 + 140 + 50 = 495kg/m<sup>2</sup>**

**carga viva Q = 400kg/m<sup>2</sup>**

$$q_d = 1.6G + 1.6 * Q = 1.6 * 495 + 1.6 * 400 \Rightarrow q_d = 1432\text{kg/m}^2$$

Modelos estructurales de losas para el diseño a flexión:



Los coeficientes para diseño de la losa **A-B-3-2** se obtienen del modelo **1** de las tablas para losas nervadas, considerando que la dirección más corta está en el sentido **y**, lo que significa que se deben intercambiar los valores tabulados de **m<sub>x</sub>** y **m<sub>y</sub>**.

Los coeficientes para diseño de la losa **B-C-3-2** se obtienen del modelo **2** de las tablas para losas nervadas, considerando que la dirección más corta está en el sentido **y**, lo que significa que se deben intercambiar los valores tabulados de **m<sub>x</sub>** y **m<sub>y</sub>**.

Los coeficientes para diseño de la losa **A-B-2-1** se obtienen del modelo **2** de las tablas para losas nervadas.

Los coeficientes para diseño de la losa **B-C-2-1** se obtienen del modelo **3** de las tablas para losas nervadas, considerando un intercambio entre los ejes **x**, **y** de la tabla, por la posición de los ejes en la losa.

$$q = 1432 \text{ kg/m}^2$$

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

$$b = 20 \text{ cm (dos nervios comprimidos)}$$

$$d = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$$

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

$$\Phi = 0,9 \text{ (flexion)}$$

Losa	LOSA TIPO	Lx	Ly	Lx/Ly	my(-)	my(+)	mx(-)	mx(+)	Muy(-) kg*m/m	Muy(+) kg*m/m	Mux(-) kg*m/m	Mux(+) kg*m/m	Asy(-) cm2/m	Asy(+) cm2/m	Asx(-) cm2/m	Asx(+) cm2/m
<b>A-B-3-2</b>	2	5,7	7,35	0,8	574	208	752	378	2671	968	3499	1759	3,84	1,26	5,35	2,39
<b>B-C-3-2</b>	6	5,7	7,35	0,8	819	359	899	473	3810	1670	4183	2201	6,00	2,26	6,83	3,07
<b>A-B-2-1</b>	2	5,7	7,35	0,8	574	208	752	378	2671	968	3499	1759	3,84	1,26	5,35	2,39
<b>B-C-2-1</b>	3	5,7	7,35	0,8	819	359	899	473	3810	1670	4183	2201	6,00	2,26	6,83	3,07

Determinación de la armadura mínima:

$$\varphi_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} \Rightarrow \varphi_{min} = 0.00333$$

$$A_{smin} = \varphi_{min} * b * d = 0.00333 * 20 * 22 \Rightarrow A_{smin} = 1.47 \text{ cm}^2$$

A continuación se presentan las tablas de armado modificadas tomando en consideración la armadura mínima requerida:

Losa	Asy(-)	Asy(+)	Asx(-)	Asx(+)	Asy(-)		Asy(+)		Asx(-)		Asx(+)	
	cm2/m	cm2/m	cm2/m	cm2/m	cm2/nervio		cm2/nervio		cm2/nervio		cm2/nervio	
<b>A-B-3-2</b>	3,84	1,47	5,35	2,39	1,92	<b>1Ø16</b>	0,74	<b>2Ø8</b>	2,68	<b>1Ø16</b>	1,2	<b>2Ø10</b>
<b>B-C-3-2</b>	6,00	2,26	6,83	3,07	3,00	<b>1Ø20</b>	1,13	<b>2Ø10</b>	3,42	<b>1Ø16</b>	1,5	<b>2Ø10</b>
<b>A-B-2-1</b>	3,84	1,47	5,35	2,39	1,92	<b>1Ø16</b>	0,74	<b>2Ø8</b>	2,58	<b>1Ø16</b>	1,19	<b>2Ø10</b>
<b>B-C-2-1</b>	6,00	2,26	6,83	3,07	3,00	<b>1Ø20</b>	1,13	<b>2Ø10</b>	3,42	<b>1Ø16</b>	1,53	<b>2Ø10</b>

**Verificación de la resistencia a cortante:**

Se deberá verificar que cumpla la condición:

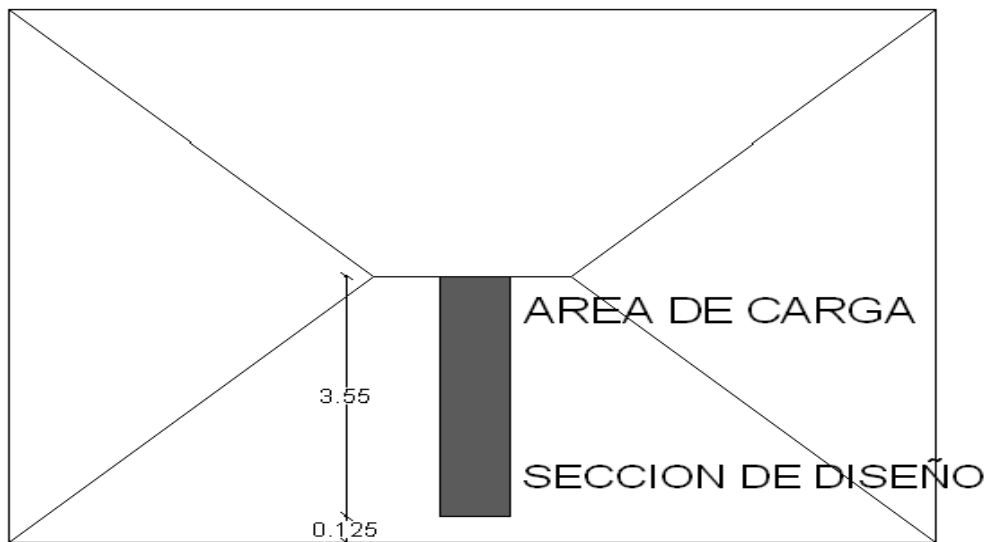
$$V_d < V_{cu}$$

Determinando el cortante máximo:

Se toma la sección de diseño con ancho unitario (un metro de ancho). La carga ultima superficial es:

$$q_u = 1432 \text{ kg/m}^2$$

La sección critica de diseño está ubicada a 25cm de la cara de la viga; la cara de la viga exterior está ubicada a 12.5cm del eje de la viga(ancho de viga de 25 cm), por lo que la sección de diseño se encuentra ubicada a 12.5 cm:



La fuerza cortante que actúa sobre un metro de ancho unitario de la zona crítica a cortante es:

$$V_d = 1 * 3.550 * 1432 \Rightarrow V_d = 5084 \text{ kg}$$

Calculo de la resistencia virtual del hormigón a esfuerzo cortante:

$$f_{cv} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 0.5 * \sqrt{140} = 5.92 = V_c$$

Calculo de la resistencia al esfuerzo cortante de la sección:

$$V_{cu} = \frac{V_d}{b * d} = \frac{5084}{20 * 22} = 11.56 \text{ kg}$$

Donde:

$b_w$ : espesor del alma de la viga

$d$ : canto útil de la sección

$$V_c = 5.92 > V_{cu} = 11.56 \text{ kg} \text{ **no cumple necesita armadura al cortante**}$$

La sección transversal no es suficiente para resistir las fuerzas cortantes. Por lo tanto se dispondrá de armadura transversal:

$$A_s = \frac{V_d - V_{cu}}{0.8 * h * f_{yd}} \quad \text{Armadura de cortante}$$

$$A_s = \frac{5084 - 11.55}{0.8 * 22 * 3652.17} = 0.079 \text{ cm}^2$$

Determinando la armadura mínima:

$$A_{min} = 0.02 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * b_w = 0.02 * \left( \frac{140}{3652.17} \right) * 10 * 100 = 1.53 \text{ cm}^2$$

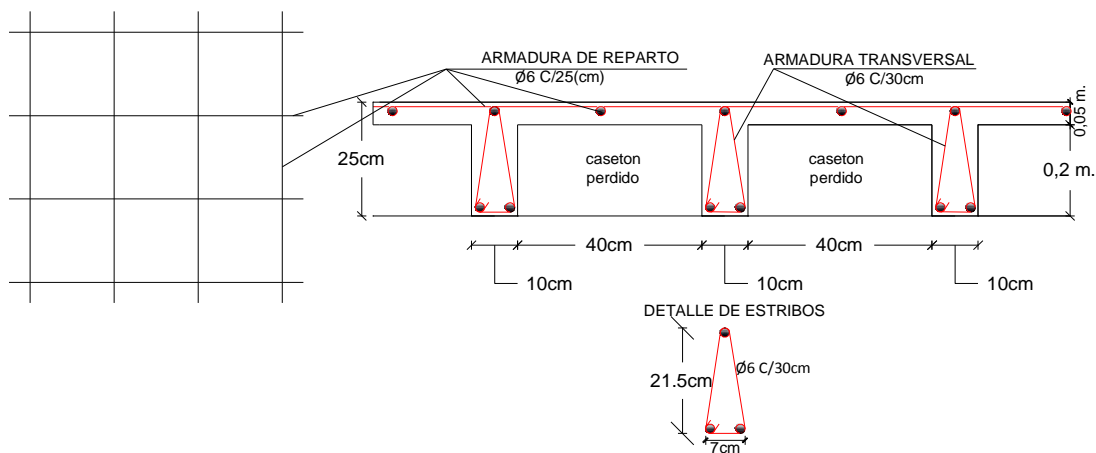
Asumiendo un diámetro de 6mm se tiene:

$$\text{Separacion de estribos} = \frac{0.283 * 100 * 2}{1.53} = 36.91 = 30 \text{ cm}$$

**6φ c/25**

La disposición de estribos se realizara hasta una distancia (d1) donde la condición  $V_c > V_{cu}$  cumpla

d1 cm	d2 cm	Vd Kg	Vu Kg/cm2	Vc Kg/cm2	$V_c > V_u$
12,5	272,5	3902,2	8,87	5,92	NO CUMPLE
20	265	3794,8	8,62	5,92	NO CUMPLE
30	255	3651,6	8,30	5,92	NO CUMPLE
40	245	3508,4	7,97	5,92	NO CUMPLE
50	235	3365,2	7,65	5,92	NO CUMPLE
80	205	2935,6	6,67	5,92	NO CUMPLE
100	185	2649,2	6,02	5,92	NO CUMPLE
105	180	2577,6	5,86	5,92	CUMPLE



Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado:

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de las fisuraciones:

$$A_{smin} = \varphi_{min} * b * d \text{ donde } \varphi_{min} = 0.0018 \text{ para losa de } fck = 4200kg/cm^2$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * 5 \Rightarrow A_{smin} = 0.9cm^2$$

El máximo espaciamiento entre alambres electrosoldadas es 5 veces el espesor de la loseta o 30cm el que sea menor:

$$e_{max} = 5 * (5) = 25cm \Rightarrow e_{max} = 25cm \text{ OK}$$

### 3.5.3 Fundaciones

#### 3.5.3.1 Verificación de zapata aislada

La zapata que se analizara es aquella que se encuentra ubicada en la columna 8, ya que esta es la más cargada.

Para este fin tomaremos en cuenta los esfuerzos obtenidos del programa CYPE 2010.

Esfuerzo normal  $N = 171200 \text{ kg}$

Momento flector en dirección x  $M_x = 1290 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento flector en dirección y  $M_y = -310 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Esfuerzo cortante en dirección x  $H_x = 870 \text{ kg}$

Esfuerzo cortante en dirección y  $H_y = -230 \text{ kg}$

Datos del hormigón y del acero:

Resistencia característica del H°  $f_{ck} = 210 \text{ Kg}/\text{cm}^2$

Resistencia característica del acero  $f_{yk} = 4200 \text{ Kg}/\text{cm}^2$

Peso específico del H°A°  $\gamma = 2400 \text{ Kg}/\text{m}^3$

Lado de la columna en dirección X  $a_o = 45 \text{ cm}$

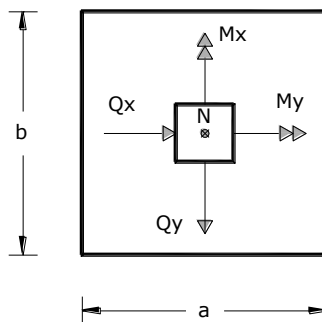
Lado de la columna en dirección Y  $b_o = 45 \text{ cm}$

Capacidad admisible del suelo  $\sigma_{adm} = 1.5 \text{ Kg}/\text{cm}^2$

Resistencias características reducidas:

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

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



Como el nivel de fundación se encuentra a un metro por debajo del nivel del suelo se considerara todas las cargas actuantes que afecta a la estabilidad de las zapatas (peso de la losa y una sobrecarga debido al peso del vehículo)

### Losa de hormigón para el estacionamiento

Espesor de la losa  $e = 0.15 \text{ m}$

Sobrecarga =  $400 \text{ kg/m}^2$  (para vehículos según norma boliviana)

Convirtiendo las cargas superficiales en cargas puntuales

$$\text{Peso de la losa} = (a * b - a_o * b_o) * 0.15 * 2400 = 4.99 \text{ tn}$$

$$\text{peso debido a la sobrecarga} = (a * b - a_o * b_o) * 400 = 5.54 \text{ tn}$$

Peso debido a la sobrecarga = 5.54 tn

Peso total actuando sobre la zapata =  $4.99 + 5.54 = 10.53 \text{ tn}$

Calculo del área necesaria:

$$e = \frac{N + P}{A} \leq \sigma_{adm} \text{ entonces } A = \frac{1.05 * 171200}{1.50} = 119840 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{119840} \text{ entonces } a = b = 346.18 \text{ cm}$$

### 1ra tentativa

$$a = 375 \text{ cm} \quad ; \quad b = 375 \text{ cm}$$

### Verificación:

$$\sigma_1 = \frac{N'}{a * b} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_1 = \frac{1.05 * 171200}{375 * 375} + \frac{6 * (1290) * 100}{375 * 375^2} + \frac{6 * (310) * 100}{375 * 375^2} \Rightarrow \sigma_1 = 1.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.30 < 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

### Determinación del canto útil:

$$fvd = 0.5 \sqrt{fcd} = 0.5 * \sqrt{140} \Rightarrow fvd = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 * fvd}{\gamma_f * \sigma_{adm}} = \frac{4 * 5.92}{1.6 * 1.50} \Rightarrow k = 9.87$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}} = \sqrt{\frac{45 * 45}{4} + \frac{375 * 375}{2 * 9.87 - 1} - \frac{45 + 45}{4}}$$

$$\Rightarrow d_1 = 67.00 \text{ cm} \quad \text{punzonamiento}$$

$$d_2 = \frac{2 * (a - a_0)}{4 + k} = \frac{2 * (375 - 45)}{4 + 9.87} \Rightarrow d_3 = 47.58 \text{ cm} \quad \text{corte}$$

$$d_3 = \frac{2 * (b - b_0)}{4 + k} = \frac{2 * (375 - 45)}{4 + 9.87} \Rightarrow d_3 = 47.58 \text{ cm} \quad \text{corte}$$

Entonces el canto útil será  $d_1 = 67.03 \text{ cm}$

Con un recubrimiento de 3cm la altura de la zapata será  $h = 67.03 + 3 \Rightarrow h = 70.03 \text{ cm}$

Redondeando al mayor la altura de la zapata será  $\Rightarrow h = 75 \text{ cm}$

### Momentos corregidos:

$$M_x^* = M_x + H_x * h = 1290 + 870 * 0.75 \Rightarrow M_x^* = 1942.50 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_y^* = M_y + H_y * h = 310 + 230 * 0.75 \Rightarrow M_y^* = 482.50 \text{ kg} * \text{m}$$

### Calculo del peso de la zapata:

$$P_p = Vol * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 3.75 * 3.75 * 0.75 * 2400 \Rightarrow p_p = 25312.50 \text{ kg}$$

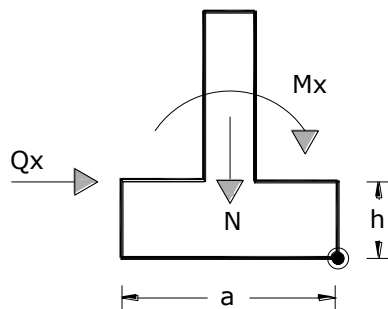
### Corrección del normal:

$$N'' = N + P_p = 171200 + 25312.50 + 10530 \Rightarrow N' = 207042.50 \text{ kg}$$

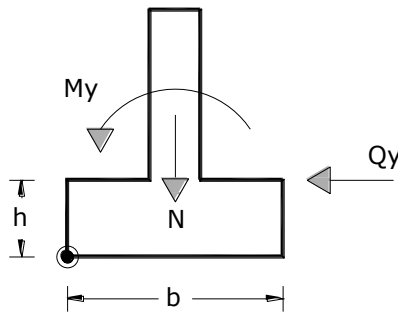
$$\sigma_{\max} = \frac{N''}{a * b} \pm \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} \pm \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = \frac{207042.50}{3.75 * 3.75} + \frac{6 * 1942.50}{3.75 * 3.75^2} + \frac{6 * 482.50}{3.75^2 * 3.75}$$

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 14998.93 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{adm}} = 15000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{cumple}$$

### Verificación al vuelco:



$$\gamma_x = \frac{N''}{M_y^*} * \frac{a}{2} = \frac{207042.50}{482.50} * \frac{3.75}{2} \Rightarrow \gamma_x = 799.598 > 1.5 OK'$$



$$\gamma_y = \frac{N''}{M_x^*} * \frac{a}{2} = \frac{207042.50}{1942.50} * \frac{3.75}{2} \Rightarrow \gamma_y = 199.85 > 1.5 OK'$$

Verificación al deslizamiento: (método empleado para suelos sin cohesión)

$\varphi = 35^\circ$  (Angulo de rozamiento interno)

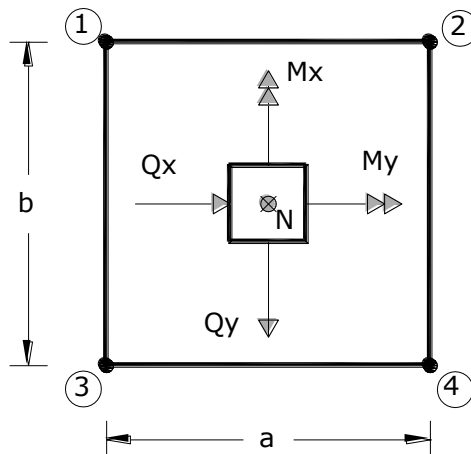
$$\varphi_d = \frac{2}{3} \varphi = \frac{2}{3} * 35^\circ \Rightarrow \varphi_d = 23.33^\circ$$

$$\gamma_s = \frac{(N + Pp) * \tan \varphi_d}{Hx} \geq 1.5$$

$$\gamma_{sx} = \frac{207042.50 * \tan 23.33^\circ}{870} = 1094.106 \Rightarrow 1094.106 \geq 1.5 OK'$$

$$\gamma_{sy} = \frac{2207042.50 * \tan 23.33}{230} = 4138.58 \Rightarrow 4138.58 \geq 1.5 OK'$$

Determinación de esfuerzos:

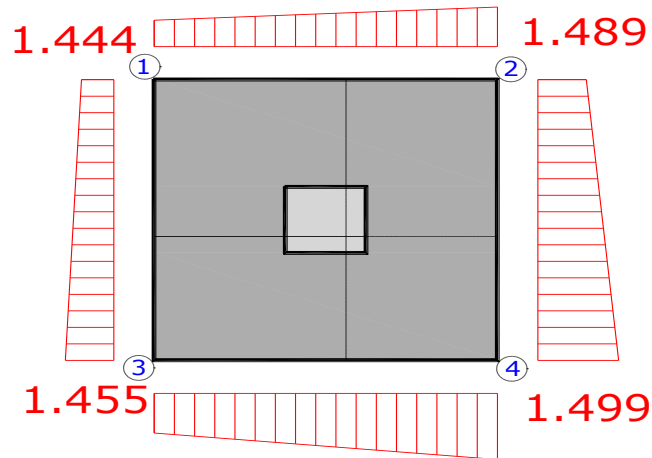


$$\sigma_1 = \frac{207042.50}{375 * 375} - \frac{6 * 1942.50 * 100}{375 * 375^2} - \frac{6 * 482.50 * 100}{375^2 * 375} = 1.444 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1.472 + 0.0221 - 0.00549 = 1.488 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 1.472 - 0.0221 + 0.00549 = 1.455 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = 1.472 + 0.0221 + 0.00549 = 1.499 \text{ kg/cm}^2$$



#### Determinación de la armadura a flexión:

Dirección X:

$$l_b = \frac{a - a_0}{2} + 0.15 * a_0 = \frac{375 - 45}{2} + 0.15 * 45 \Rightarrow l_b = 171.75 \text{ cm}$$

Dirección Y:

$$l_a = \frac{b - b_0}{2} + 0.15 * b_0 = \frac{375 - 45}{2} + 0.15 * 45 \Rightarrow l_a = 171.75 \text{ cm}$$

#### Calculo de momentos:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{a} = \frac{Y'}{a - l_b} =$$

$$Y' = (a - l_b) * \frac{\sigma_4 - \sigma_3}{a} = (375 - 171.75) * \frac{1.499 - 1.489}{375} \Rightarrow Y' = 0.00542 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = Y' + \sigma_2 = 0.00575 + 1.489 \Rightarrow \sigma_a = 1.494 \text{ kg/cm}^2$$

$$Y'' = (b - l_a) * \frac{\sigma_4 - \sigma_2}{b} = (375 - 171.75) * \frac{1.499 - 1.455}{375} \Rightarrow Y'' = 0.0239 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \gamma'' + \sigma_3 = 0.0239 + 1.455 \Rightarrow \sigma_b = 1.479 \text{ kg/cm}^2$$

**Calculo del momento en la dirección "a":**

$$M_a = \frac{\sigma_a * l_b^2}{2} + \frac{(\sigma_4 - \sigma_a) * l_b}{2} * \left(\frac{2}{3} * l_b\right)$$

$$= \frac{1.494 * 171.75^2}{2} + \frac{(1.499 - 1.494) * 171.75}{2} * \left(\frac{2}{3} * 171.75\right)$$

$$\Rightarrow M_a = 22035.339 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_{da} = 1.6 * b * M_a = 1.6 * 375 * 22035.339 \Rightarrow M_{da} = 13121203.40 \text{ kg} * \text{cm}$$

**Determinación del momento reducido de cálculo del ancho menor de la zapata ( $\mu_d$ ):**

$$\mu_d = \frac{M_{da}}{b * d^2 * fcd} = \frac{13121203.40}{375 * 72^2 * 140} \Rightarrow \mu_d = 0.0482$$

**Determinación de la cuantía mecánica de la armadura ( $\omega_s$ ).**

Con  $\mu_d = 0.0482$  tenemos por tablas que ( $\omega_s = 0.0483$ )

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * fcd}{f_y d} = 49.99 \text{ cm}^2 \frac{0.0483 * 375 * 72 * 140}{3652.17} \Rightarrow A_s = 49.99 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima:**

$$\text{Con } f_y k = \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{min} = 0.0018$$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b * d = 0.0018 * 375 * 72 = 48.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{smin} = 48.6 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor de las áreas, por lo que la armadura será  $A_s = 49.99 \text{ cm}^2$

**Determinación del número de barras:**

Con una barra  $\emptyset = 16 \text{ mm}$  ;  $A_{\emptyset} = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{49.99}{2.01} = 24.87 \Rightarrow 25 \text{ barras}$$

**Determinación del espaciamiento:**

$$s = \frac{b - \#fe * \emptyset}{\#fe - 1} = \frac{(350 - 6)}{25 - 1} = 15.375 \Rightarrow s = 15 \text{ cm}$$

**25 $\emptyset$ 16mm c/15**

**Calculo del momento de diseño en la dirección “b”.**

$$\begin{aligned} M_b &= \frac{\sigma_b * l_a^2}{2} + \frac{(\sigma_4 - \sigma_b) * l_a}{2} * \left(\frac{2}{3} * l_a\right) \\ &= \frac{1.479 * 171.75^2}{2} + \frac{(1.499 - 1.479) * 171.75}{2} * \left(\frac{2}{3} * 171.75\right) \\ &\Rightarrow M_b = 22001.471 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$M_{db} = 1.6 * b * M_b = 1.6 * 375 * 22001.471 \Rightarrow M_{db} = 13200882.6 \text{ kg * cm}$$

**Determinación del momento reducido de cálculo:**

$$\mu_d = \frac{M_{db}}{b * d^2 * fcd} = \frac{13200882.6}{375 * 72^2 * 140} \Rightarrow \mu_d = 0.0484$$

**Determinación de la cuantía mecánica de la armadura ( $\omega_s$ ).**

Con  $\mu_d = 0.0484$  tenemos por tablas que ( $\omega_s = 0.0485$ )

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * fcd}{fyd} = \frac{0.0485 * 375 * 72 * 140}{3652.17} \Rightarrow A_s = 50.198 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima:**

Con  $fyk = 4200 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \omega_{min} = 0.0018$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b * d = 0.0018 * 375 * 72 \Rightarrow A_{smin} = 48.6 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor de las áreas, por lo que la armadura será  $A_s = 50.198 \text{ cm}^2$

**Determinación del número de barras:**

Con una barra  $\emptyset = 16 \text{ mm}$  ;  $A_{\emptyset} = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{50.198}{2.01} = Nb = 24.97 \Rightarrow 25 \text{ barras}$$

**Determinación del espaciamiento:**

$$s = \frac{b - \#fe * \emptyset}{\#fe - 1} = \frac{(375 - 6)}{25 - 1} = 15.375 \Rightarrow s = 15 \text{ cm}$$

**25 $\emptyset$ 16mm c/15**

**Verificación a la adherencia:**

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 * d * n * \pi * \emptyset} < fbd = k * \sqrt[3]{fcd^2}$$

$k = 2$  para zapatas flexibles

$$fbd = 2 * \sqrt[3]{140^2} \Rightarrow fbd = 53.92 \text{ kg/cm}^2$$

En dirección X:

$$\begin{aligned} V_{da} &= \gamma_f \left[ \sigma_a * l_b + \frac{(\sigma_4 - \sigma_a) * l_b}{2} \right] * a \\ &= 1.6 \left[ 1.494 * 171.75 + \frac{(1.499 - 1.494) * 171.75}{2} \right] * 375 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow V_{da} = 154214.325$$

$$\tau_{ba} = \frac{154214.325}{0.9 * 72 * 25 * 1.6 * \pi} \Rightarrow \tau_{ba} = 18.938$$

$$18.938 < 53.92 \text{ OK'}$$

En dirección Y:

$$\begin{aligned} V_{db} &= \gamma_f \left[ \sigma_b * l_a + \frac{(\sigma_1 - \sigma_b) * l_a}{2} \right] * b \\ &= 1.6 \left[ 1.479 * 171.75 + \frac{(1.499 - 1.479) * 171.75}{2} \right] * 375 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow V_{da} = 153441.45$$

$$\tau_{ba} = \frac{153441.45}{0.9 * 72 * 25 * 1.6 * \pi} \Rightarrow \tau_{ba} = 18.840$$

$$18.840 < 53.92 \text{ OK'}$$

### 3.5.3.2. Verificación de zapata con viga centradora

#### Datos generales

N1	31780	kg
N2	110050	kg
P1=0.05*N1	1589	kg
P2=0.05*N2	5502,5	kg
$\sigma_{adm}$	1,5	kg/cm <sup>2</sup>
L	440	cm
a <sub>o</sub>	35	cm
b <sub>o</sub>	35	cm
f <sub>ck</sub>	210	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>yk</sub>	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} =$	2400	Kg/m <sup>3</sup>

como el nivel de fundación se encuentra a 1m por debajo del nivel del suelo se considerara todas las cargas actuantes que afecta a la estabilidad de las zapatas (peso de la losa y una sobrecarga debido al peso del vehículo)

#### losa de hormigón para el estacionamiento

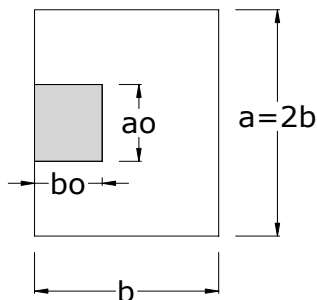
espesor de losa e = 0,15 m  
 SC (para estacionamiento) = 400 kg/m<sup>2</sup>  
 convirtiendo las cargas en cargas puntuales

PPlosa = 887,4 kg  
 Peso debido a la sobrecarga = 986 kg  
 Total peso sobre la zapata medianera (Pm) = 1873,4 kg

PPlosa = 3088,8 kg  
 Peso debido a la sobrecarga = 3432 kg  
 Total peso sobre la zapata aislada (Pa) = 6520,8 kg

#### Dimensionamiento previo.-

Zapata CJ4:

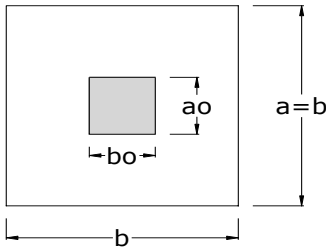


$$A = \frac{N1}{\sigma_{adm}} = 22246,00 \text{ cm}^2$$

$$A = 2b^2 \rightarrow b = \sqrt{\frac{A}{2}} = 105,47 \text{ cm}$$

constructivamente b = 115 cm  
 a = 2b = 225 cm

Zapata C11:



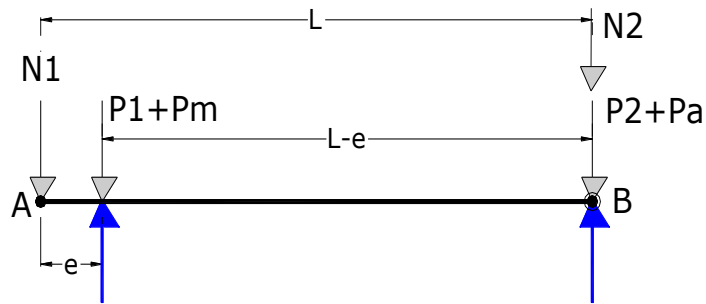
$$A = \frac{N1}{\sigma_{adm}} = 77035,00 \text{ cm}^2$$

$$A = b^2 \rightarrow b = \sqrt{A} = 277,55 \text{ cm}$$

$$\text{constructivamente } b = 295 \text{ cm}$$

$$a = b = 295 \text{ cm}$$

Aplicando las condiciones de equilibrio de la estática:



$$\sum F_y = 0$$

$$\sum M_B = 0$$

$$N1 + P1 + Pm + N2 + P2 + Pa = R1 + R2$$

$$N1 * L + (P1 + Pm) * (L - e) - R1 * (L - e) = 0$$

De las dos ecuaciones anteriores resultantes se determinan los valores de R1 y R2.

antes se determina la excentricidad "e"

$$e = b/2 - bo/2 = 40,00 \text{ cm}$$

$$R1 = N1 * \frac{L}{L - e} + P1 + Pm =$$

$$38420,40 \text{ kg}$$

$$R2 = N2 + P2 + Pa - N1 * \left( \frac{L}{L - e} - 1 \right) =$$

$$118895,30 \text{ kg}$$

**Determinación de los esfuerzos.-**

$$\sigma_1 = \frac{R1}{a_1 * b_1}$$

$$1,48 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \text{ cumple}$$

$$\sigma_2 = \frac{R2}{a_2 * b_2}$$

$$1,37 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \text{ cumple}$$

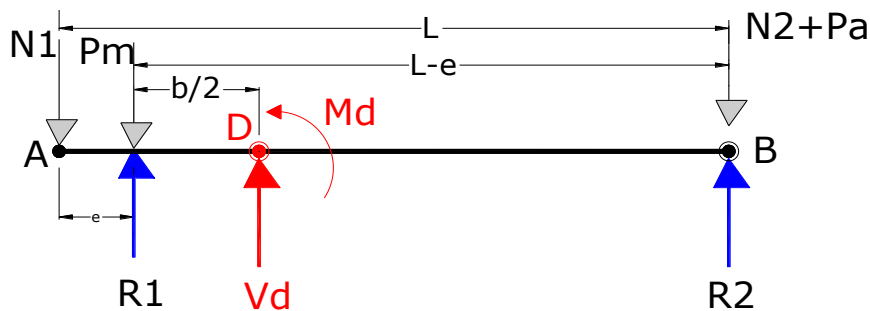
Para la determinación de esfuerzos cortantes y flectores de la zapata y de la viga centradora no se consideran los pesos propios de las mismas ya que estas acciones juntamente con las acciones transmitidas por las columnas actúan sobre el terreno a diferencia de los elementos de cimentación que solo actúan las acciones transmitidas por las columnas.

De lo dicho anteriormente R1 y R2 se reduce a las siguientes ecuaciones:

$$R1 = N1 * \frac{L}{L - e} + Pm = 41478,8 \text{ kg}$$

$$R2 = N2 + Pa - N1 * \left(\frac{L}{L - e} - 1\right) = 113392,8 \text{ kg}$$

**Determinación de solicitaciones.-**



$$\sum M_D = 0 \text{ (A la derecha)}$$

$$(N2 + Pa) * (L - e - \frac{b}{2}) - R2 * (L - e - \frac{b}{2}) = M_D$$

$$M_D = 1188465 \text{ kg cm}$$

Momento mayorado:

$$\sum M_d = M_D * 1.6 = 19,02 \text{ tn*m}$$

$$\sum F_{v(D)} = 0 \text{ (A la derecha)}$$

$$R2 - N2 + V_D = 0$$

$$V_D = -3342,8 \text{ kg}$$

Cortante mayorado:

$$V_d = V_D * 1.6 = 5,35 \text{ tn}$$

**Determinación de la sección transversal de la viga.-**

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

bw = 36,67 cm

Asumiendo un ancho de viga de bw = 40 cm

Se determina el canto útil de la viga mediante la siguiente expresión:

$$1.77 \leq K \leq 3.3 \text{ se adopta } K = 2,5$$

$$d_1 = k \sqrt{\frac{M_d}{b_w f_{cd}}} = 46,07 \text{ cm}$$

h = d + recubrimiento = d + 3 = 49,07 adoptando h = 60

d = h - 3cm = 57 cm

**Calculo de la armadura longitudinal.-**

Md = 1902000 kg\*cm

bw = 40 cm

d = 57 cm

fcd = 140 Kg/cm2

fyd = d = 3652,174 Kg/cm2

$$\mu_{sd} = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = 0,105$$

Como:  $\mu_d (0.177) < \mu_{lim} (0.332)$  no se necesita armadura a compresión.

De la tabla universal para flexión simple o compuesta cuadro 2.16 se determina la cuantía mecánica de la armadura.

$\mu$	w
0,1	0,1074
0,105	
0,11	0,1189

interpolando  
ws = 0,113

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 9,839 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = w_{min} * b_w * d = 7,524 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} < A_{s_{cal}}$$

### Armadura longitudinal de tracción.-

$\phi =$	2 cm	Área secc. =	3,14 cm <sup>2</sup>
# =	4	Área total =	12,57 cm <sup>2</sup>
	<b>4<math>\Phi</math>20</b>	12,57 >	9,839

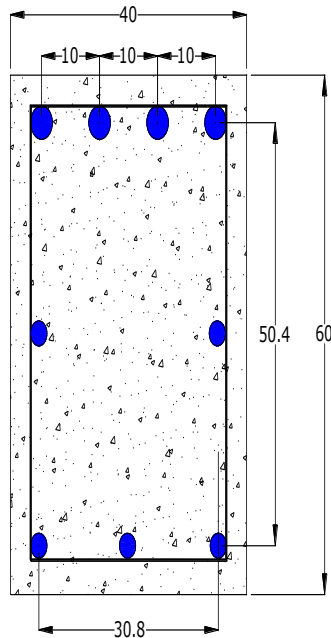
**Armadura longitudinal de compresión.-** según calculo no requiere pero por norma (pg.73) se debe de disponer un 30% de la armadura consignada.

$$A_s = 30\% * A_{s_{min}} = 2,95 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{3\Phi 12} \text{ area total} = 3,39 \text{ cm}^2. > 2,95 \text{ cm}^2. \text{ Ok!}$$

La separación máxima entre barras longitudinales es de 30 cm por lo cual se debe de disponer una barra longitudinal en medio de estas, de manera que la separación entre ellas reduzca hasta un valor aceptable por la norma.

El diámetro mínimo de barras longitudinales para elementos de cimentación es de 12 mm. Finalmente la armadura longitudinal para la viga de hormigón armado seria:



### Calculo de la armadura transversal.-

Vd =	5350	kg
bw =	40	cm
d =	57	cm
fcđ =	140	Kg/cm <sup>2</sup>
fyđ =	3652,17391	Kg/cm <sup>2</sup>

$$F_{vd} = 0.5\sqrt{f_{cd}} \quad 5,916 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = F_{vd}b_w d \quad 13488,66 \quad \text{kg}$$

$$V_{cu} \geq V_d$$

No requiere de armadura transversal pero por norma se dispone la armadura mínima

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

$$3,07 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Disposición de la armadura

**Φ8**      área total =      0,503 cm<sup>2</sup>.

$$n^{\circ} \text{estribos} = \frac{A_s}{2 * A_{\phi 6}} = \quad 3,0 \quad \text{Aproximadamente} \quad 3$$

$$\text{espaciamiento} = \frac{100\text{cm}}{n^{\circ} \text{ de estribos}} = \quad 33,33333333 \quad \text{adoptando} \quad 30 \text{ cm}$$

$$N = \frac{L_{viga}}{\text{espaciamiento}} + 1 = \quad 7,5 \quad \quad \quad \mathbf{8\Phi 8 \text{ c}/30}$$

### 3.5.4 Verificación del muro sótano.

Muro 10 (C35-C36)

#### Datos:

- HA-25/B/20/IIa (control Normal)
  - B-400-S (control normal)
  - $\alpha = 90^\circ$  (ángulo formado por el trasdós y la horizontal)
  - $\Phi = 35$  (ángulo de rozamiento interno del terreno)
  - $\gamma_t = 1700$  Kg /m<sup>3</sup> (peso específico del terreno)
  - $\gamma_h = 2500$  Kg /m<sup>3</sup>(peso específico del hormigón armado)
  - $\delta = 0^\circ$  (ángulo de rozamiento interno muro-terreno)
  - $\sigma_{adm} = 1,5$  Kg/cm<sup>2</sup>(tensión admisible del terreno)
  - $f_{yd} = 3652,17$  Kg /cm<sup>2</sup> (resistencia de cálculo del acero)
  - $f_{cd} = 140$  Kg /cm<sup>2</sup> (resistencia de cálculo del hormigón)
  - $t = 1$  m (ancho equiv. Para el calculo de armaduras)
  - $N = 7487.30$  kg/m(axil característico debido a las acciones coronación del muro)
  - $S_p = 7,35$  m (separación entre vigas peraltadas)
  - $a = 0,35$  m(Ancho del fuste)
  - $d = 0,32$  m(canto útil del fuste)
  - $d' = 0,03$  m
  - $H = 3,5$  m (altura del muro)
  - $H_{rell} = 3,95$  m (altura del relleno)
- 
- $h = 0,45$  m (Canto de la zapata)
  - $b = 1,05$  m (Base de la zapata)

#### Calculo del empuje

al estar impedido al corrimiento del muro en coronación y cimiento, su deformabilidad es muy reducida y nos encontramos en un caso de empuje en reposo

como estamos en presencia de un suelo granular (permeable) se calculara el empuje en reposo como si fuera empuje activo

#### Método "teoría de coulomb para suelos granulares"

De tabla con  $\alpha$ ,  $\phi$ ,  $\delta$  tenemos:

$$\lambda_H = 0,27$$

$$\lambda_V = 0$$

**b) Empuje activo:**

$$P_H = \left( \gamma_t * \frac{h_r^2}{2} \right) * \lambda_H$$

$$PH = 2811,375 \quad \text{Kg /m}$$

$$P_V = \left( \gamma_t * \frac{h_r^2}{2} \right) * \lambda_V$$

$$PV = 0 \quad \text{Kg /m}$$

derivando la presión horizontal con respecto a  $h(PH/dh)$ , obtenemos la distribución de presiones a cualquier altura, esta tiene una forma triangular, encontrándose el máximo en la unión del fuste con la cimentación, para  $H = 3.5\text{m}$

$$\frac{P_H}{dh} = \gamma * \lambda * h = 1606,5 \quad \text{Kg /m}^2$$

$$y = \frac{2}{3} * h_r \quad y = 2,33 \quad \text{m}$$

**Acciones en la estructura****Determinación de las cargas externas que afecta a la estabilidad del muro**

carga debido al peso de la losa

$\gamma_{H^2A^2} =$	2500	(Peso específico del H <sup>2</sup> A <sup>2</sup> )
$e =$	0,15 m	(Espesor de la losa)
$PP_{\text{losa}} =$	118,125 kg	

carga debido al peso de los vehículos

$SC =$	400 kg/m <sup>2</sup>	(obtenida de la tabla A anexo 2)
$PP_{SC} =$	420 kg	
<b>carga total =</b>	<b>538,125 kg</b>	

Axial(KN/m)		Excentricidad	Excentricidad
		e (m)	(al vértice A)
Carga axil: N	7487,30	0,35	0,88
Peso del fuste: Nm	3062,5	0,35	0,88
Peso de la zapata: Nc	1181,25	0	0,53
Debido al vehículo	538,125	0.35	0.88

	Momento respecto al centro de la zapata KN-m/m	Momento respecto al vértice A KN-m/m
Carga uniforme en coronación peso propio: 1	2620,56	6551,39
Peso del fuste:	1071,88	2679,69
Peso de la zapata:	0,00	620,16
Empuje horizontal:	-3279,94	3748,50
momento de columna:	46,21	46,21

a) Estabilidad a vuelco respecto al punto A:

$$C_{SV} = \frac{M_{estab}}{M_{desestab}} \geq 1.8$$

$$C_{sv} = 2,18 \geq 1,8$$

**CUMPLE**

$$e_p = \frac{\sum N_i * e_i}{N'} = 0,315 \text{ m}$$

El momento desestabilizante es aquel provocado por el empuje horizontal

$$M_{desestab} = 4545,06$$

el momento estabilizante es:

$$M_{estab} = N * \left( \frac{b}{2} + e_p \right) = 9897,44$$

b) Estabilidad a deslizamiento:

$$C_{SV} = \frac{F_{estab}}{F_{desestab}} \geq 1.8$$

$$C_{sv} = 5,11 \geq 1,8$$

**OK**

La única fuerza que tiende a desestabilizar es el empuje horizontal

$$F_{desestab} = 1606,5$$

La fuerza estabilizante es debido a la fuerza de rozamiento entre el terreno y la zapata

$$F_{estab} = N \cdot \mu$$

$$\mu = \tan \phi \quad \mu = 0,700$$

$$F_{estab} = 8214,170$$

c) Comprobación de las tensiones sobre el terreno de cimentación:

• Axial en el plano de cimentación (NC): 12269,18 Kg/m

• Momento en el plano de la cimentación (Mc): 458,70 Kg-m/m

- Distribución de presiones sobre el terreno:

$$e_n = \frac{M_c}{N_c} \quad 0,04 \text{ m} < \frac{b}{6} = 0,18 \text{ m} \rightarrow \text{OK}$$

Distribución trapecial de presiones

Calculo de la distribución de presiones sobre el terreno

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N_c}{b} \left(1 + \frac{6 \cdot e_n}{b}\right) & \sigma_{\max} &= 14181,27 \\ \sigma_{\text{med}} &= \frac{N_c}{b} & \sigma_{\text{med}} &= 11684,93 \\ \sigma_{\min} &= \frac{N_c}{b} \left(1 - \frac{6 \cdot e_n}{b}\right) & \sigma_{\min} &= 9188,59 \end{aligned}$$

para que la zapata sea estable al hundimiento se verifica que:

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &\leq 1,25 \cdot \sigma_{\text{adm}} & \sigma_{\max} &= 14181,27 \leq \sigma_{\text{adm}} = 18750 & \text{CUMPLE} \\ \sigma_{\text{med}} &\leq \sigma_{\text{adm}} & \sigma_{\text{med}} &= 11684,93 \leq \sigma_{\text{adm}} = 15000 & \text{CUMPLE} \end{aligned}$$

## cálculo de la armadura del alzado o fuste del muro

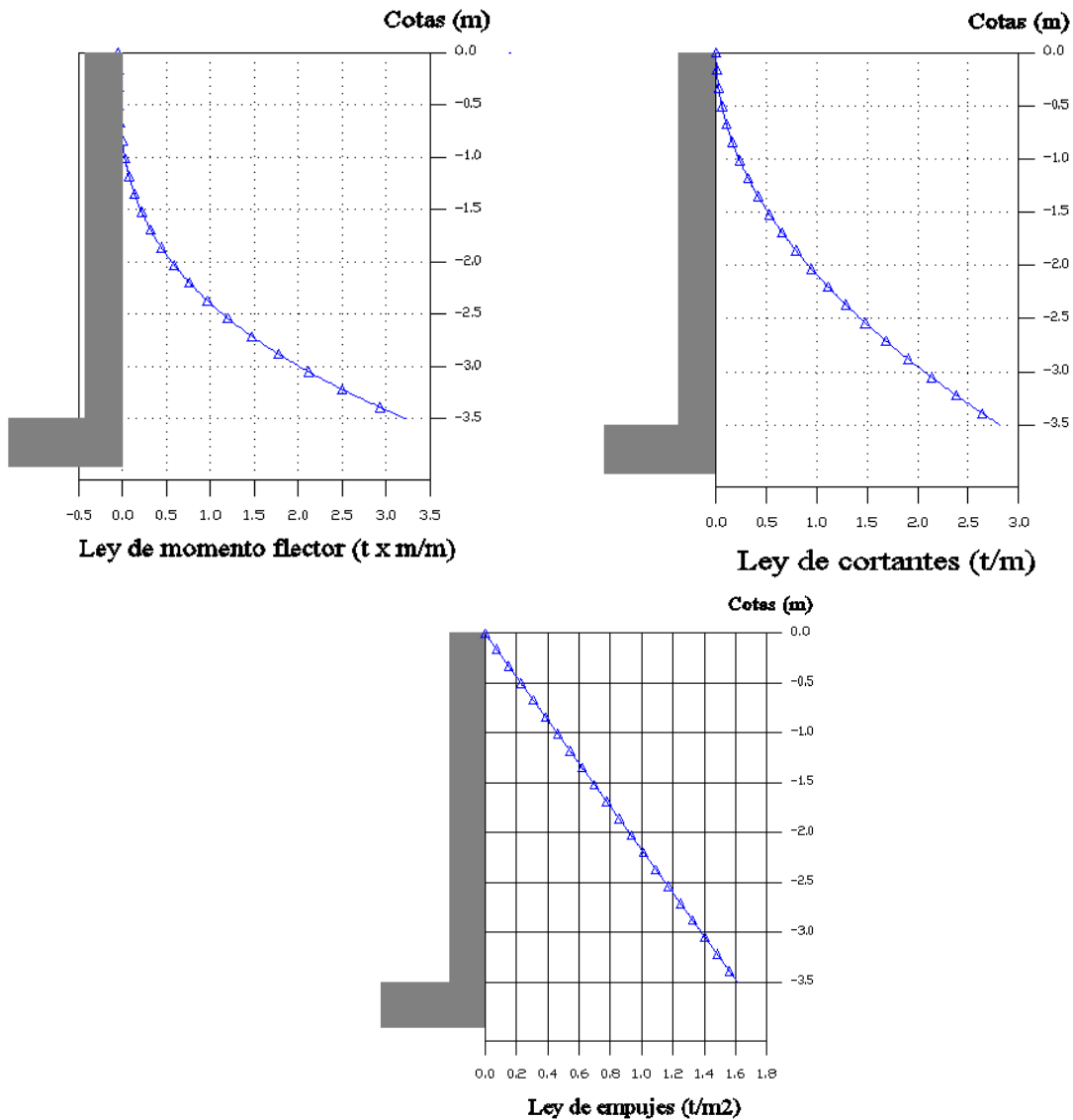
a) Axil de cálculo:

$$NG,k = 7487,30 \quad \text{Kg /m} \quad (\text{carga uniforme en la coronación})$$

$$NPPG,k = 3062,5 \quad \text{Kg /m} \quad (\text{peso propio del muro por ml=peso del fuste})$$

$$Nd = 10549,8 \quad \text{Kg /m}$$

b) Momento y cortante de cálculo:



**Figura:** valor característico del empuje activo y de las solicitaciones asociadas al mismo

$$M_d = M_{G,K} * \gamma_f$$

$$Md = 5247,90 \quad \text{Kg -m/m}$$

$$V_d = V_{G,K} * \gamma_f$$

$$Vd = 4498,2 \quad \text{Kg -m/m}$$

### 1. Cálculo de la armadura vertical del fuste

por aspectos constructivos se suele colocar  $A_s$  simétricas, en el siguiente procedimiento analizare tanto para  $A_s$  simétricas como para la  $A_s$  optima que debería llevar

Dimensionamiento con armadura simétrica. Flexión compuesta recta en sección rectangular con.  $U_{s1}=U_{s2}$ . (EHE, Anejo 8.5.)

$$\boxed{d' \leq \frac{h}{7}} \quad 0,03 \leq 0,050 \quad \text{CUMPLE}$$

$$\boxed{0 \leq N_d \leq 0.5U_o} \quad 0 \leq 10549,8 \leq 190400,0$$

$$\boxed{U_o = 0.85 * f_{cd} * b * d} \quad U_o = 380800,0 \quad \text{Kg}$$

$$\boxed{U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d-d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d * d'}{d-d'} * \left(1 - \frac{Nd}{2 * U_o}\right)}$$

$$U_{s1}=U_{s2}= 11891,20 \quad \text{Kg}$$

Flexión compuesta en sección rectangular con distribución óptima de armaduras.

En nuestro caso dada la dirección del momento flector se puede ver cual es la zona de tracción

y compresión del muro por lo que se puede determinar  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$ .

Tal que resulte mínima la suma de ambas

Para simplificar el problema podemos obtener las capacidades mecánicas de la armadura como si fuera un problema de flexión simple y después aplicar el teorema de Ehlers. El cual consiste en sustituir el momento de diseño  $M_d$  por  $N_d * e_t$ , donde  $e_t$  es la excentricidad con respecto a la armadura de tracción . Al hacer este análisis estamos calculando la armadura correspondiente a una flexión compuesta. Las expresiones son las siguientes:

$$\boxed{U_{s1} = A_{s1} * f_{yd} - N_d}$$

$$\boxed{U_{s2} = A_{s2} * f_{yd}}$$

a) Determinación del momento de cálculo a flexión simple:

$$\boxed{e_t = \frac{M_d}{N_d} + \frac{d-d'}{2}} \quad 0,64 \quad \text{m (excentricidad con respecto a la } A_s \text{ de tracc.)}$$

$$\boxed{M_d = N_d * e_t} \quad 6777,62 \quad \text{Kg *m}$$

b) Cálculo a flexión simple. (EHE, Anejo 8.3):

$$U_o = 0.85 * f_{cd} * b * d$$

$$380800,0 \text{ Kg}$$

$$M_d \leq 0.375 U_o * d$$

$$6777,6 \leq 4596,00 \quad \text{caso 1}$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o * d}} \right) \quad 21804,31 \text{ Kg}$$

$$U_{s2} = 0$$

c) Aplicación del teorema de Ehlers

$$U_{s1,V} = A_{s1} * f_{yd} - N_d$$

$$11254,51 \text{ kg}$$

### Cuantías mínimas y máximas para la armadura vertical

Cuantía mecánica (EHE, Art.42.3.2. y 42.3.3.)

a) Tracción

$$A_{s1,V} * f_{yd} \geq 0.25 * \frac{W_1}{h} * f_{cd}$$

(cuantía mecánica mínima a tracción)

$$W_1 = \frac{b * h^2}{6}$$

(módulo resistente en el caso de secciones rectangulares)

$$A_{s1,V} * f_{yd} \geq 18666,6667 \text{ Kg}$$

Compresión

$$A_{s1,V} * f_{yd} \geq 0.05 * N_d$$

(cuantía mínima)

$$A_{s1,V} * f_{yd} \leq 0.5 * f_{cd} * b * h$$

(cuantía máxima)

$$0.05 * N_d = 527,49 \text{ Kg (Cuantía mínima)}$$

$$0.5 * f_{cd} * b * h = 224000 \text{ Kg (Cuantía máxima)}$$

Cuantía geométrica mínima (EHE, Art.42.3.5.)

$$A_{S1,V} \geq \frac{1.2}{1000} * b * h$$

(Cuantía mínima de la armadura traccionada o menos comprimida)

$$A_{S2,V} \geq 0.3 * \frac{1.2}{1000} * b * h$$

(Cuantía mínima de la armadura comprimida o menos traccionada)

$\frac{1.2}{1000} * b * h =$	0,00038	m2	3,84 cm2
$0.3 * \frac{1.2}{1000} * b * h =$	0,00012	m2	1,152 cm2

### Dimensionado de la armadura vertical

$$A_{S1,V} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = 0,0003082 \text{ m}^2 \quad 3,082 \text{ cm}^2 \text{ (As necesaria por cálculo en la cara traccionada, considerando el método óptimo de dimensionamiento de las armaduras)}$$

$$A_{S2,V} = 0 \text{ (As necesaria por cálculo en la cara comprimida, considerando el método óptimo)}$$

$$A_{S1,V} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = 0,00051 \text{ m}^2 \quad 5,11 \text{ cm}^2 \text{ (As necesaria por cuantía mínima a tracción)}$$

$$A_{S2,V} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = 1,44E-05 \text{ m}^2 \quad 0,14 \text{ cm}^2 \text{ (As necesaria por cuantía mínima a tracción)}$$

$$A_{S1,V} \geq 3,84 \text{ cm}^2 \text{ (As necesaria por cuantía geométrica en la cara traccionada)}$$

$$A_{S2,V} \geq 1,15 \text{ cm}^2 \text{ (As necesaria por cuantía geométrica en la cara comprimida)}$$

Teniendo en cuenta las limitaciones anteriores y el armado necesario por cálculo queda:

$$A_{S1,V} \geq 5,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{S2,V} \geq 1,152 \text{ cm}^2$$

Armadura vertical real de la pieza

- Cara traccionada  $A_{s1,V}$  :

$$\begin{array}{ll} \Phi = 16 \text{ mm} & A = 2,01 \text{ cm}^2 \\ \# = 3 & \end{array}$$

$A_{s1,v} = 6,03$  barras de  $\phi$  16 mm c/30cm (por metro lineal de muro)

- Cara comprimida  $A_{s2,V}$  :

$$\begin{array}{ll} \Phi = 10 \text{ mm} & A = 0,79 \text{ cm}^2 \\ \# = 3 & \end{array}$$

$A_{s1,v} = 2,36$  barras de  $\phi$  10mm c/30

## 2.Cálculo de la armadura horizontal del fuste

La armadura horizontal necesaria se obtiene aplicando el Artículo 42.3.5. de la EHE

$$A_{s1,H} \geq \frac{\left(\frac{1}{3} * 4\right)}{1000} * b * h$$

0,00163333 m<sup>2</sup>      16,33 cm<sup>2</sup> (As necesaria en la cara oculta (traccionada) en los H m de altura de muro)

$$A_{s2,H} \geq \frac{\left(\frac{2}{3} * 4\right)}{1000} * b * h$$

0,00224 m<sup>2</sup>      22,40 cm<sup>2</sup> (As necesaria en la cara vista (comprimida) en los H m de altura de muro)

**Armadura horizontal real de la pieza:**

- Cara traccionada  $A_{s1,H}$  :

$$\begin{array}{ll} \Phi = 16 \text{ mm} & A = 2,01 \text{ cm}^2 \\ \# = 12 & \end{array}$$

$A_{s1,v} = 24,13$       **12 barras de 16 $\phi$ mm c/30**

- Cara comprimida  $A_{s2,H}$  :

$$\begin{array}{ll} \Phi = 16 \text{ mm} & A = 2,01 \text{ cm}^2 \\ \# = 12 & \end{array}$$

$A_{s1,v} = 24,13$       **12 barras de 16 $\phi$ mm c/30**

### Comprobación a cortante en el alzado

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

$$V_{rd} = V_d = V_{G,k} * \gamma_f = 4498,2 \text{ m*kg/m}$$

siendo:

Vd : valor de cálculo del esfuerzo cortante en la sección de referencia

Vrd : esfuerzo cortante efectivo de calculo

Vu2 : esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma

- Obtención de Vu2 (Art.44.2.3.2.1.EHE)

$$V_{u2} = (0.12 * \xi * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}}) * b * d$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$= 1,791 \quad \text{con } d \text{ en mm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$= 0,0019 < 0,02 \quad (\text{cuantía de la armadura long. tracc.})$$

As: área real de la armadura longitudinal traccionada

$$V_{U2} = 16596.524$$

$$V_{rd} = 4498.2 \leq V_{U2} = 16596.524 \quad \text{CUMPLE}$$

(Lo que implica que la pieza no se agota por cortante)

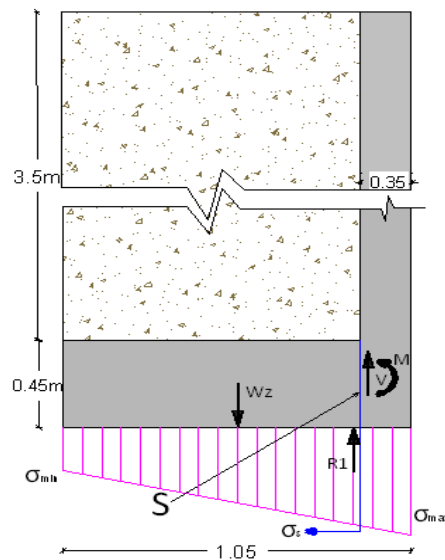


Figura: Fuerzas que actúan en la sección de referencia

se considerara como una ménsula empotrada en el alzado, la sección más desfavorable se encuentra en el empotramiento

**a) Valor de la tensión del terreno bajo la sección de referencia:**

$$\sigma_s = 12517,04 \text{ Kg/m}^2$$

**b) Obtención del Momento en la sección de referencia (MS):**

- Momento debido a las reacciones del terreno bajo la zapata:

$$M_{terr} = 0,00 \text{ Kg-m/m}$$

- Momento debido al peso de la zapata:

$$M_{wz} = -620,16 \text{ Kg-m/m}$$

- Momento característico en la sección de referencia:

$$M_S = M_{terr} + M_{wz} = -620,16 \text{ Kg-m/m}$$

Momento de cálculo en la sección de referencia:

$$M_d = M_S * \gamma_f = -992,25 \text{ Kg-m/m}$$

**Armadura longitudinal de la puntera**

$$U_o = 0.85 * f_{cd} * b * d \quad U_o = 524790,00 \text{ Kg}$$

$$U_v = 2 * U_o * \frac{d}{d} = 74970,00 \text{ Kg}$$

$$U_{s1} = A_{s1} * f_{yd} = 22028,74 \text{ Kg}$$

$$U_{s2} = 0$$

$$0.5 * U_o = 262395,00 \text{ Kg}$$

caso1

$$M_u = 0.24 * U_v * d * \frac{(U_v - U_{s1} + U_{s2}) * (1.5 * U_{s1} + U_{s2})}{(0.6 * U_v + U_{s2})^2} + U_{s1} * (d - d)$$

$$M_u = 9718,75105 \text{ m*kg} > M_d = 992,25 \text{ CUMPLE}$$

### Armadura longitudinal real en la puntera, As1 :

de la norma NB-AE-88 se puede obtener la cuantía que es del 1,8 por mil de la sección total de Hº

$$A_{s1} \geq \frac{1.8}{1000} * b * h \quad 0,000567 \text{ m}^2 \rightarrow 5,67 \text{ cm}^2$$

**5φ12mm c/25**

### Armadura transversal en la puntera (EHE, Art.42.3.5.)

La obtenemos por cuantía geométrica siguiendo el anterior procedimiento

$$A_{s1} \geq \frac{1.8}{1000} * b * h \quad 0,000648 \text{ m}^2 \rightarrow 6,48 \text{ cm}^2$$

### Armadura transversal real en la puntera:

Armado con barras de φ=12mm: 1,2 cm

$$6 \phi 12\text{mm} \rightarrow A_{s1} = 6,79 \text{ cm}^2$$

Separación entre ejes de la barra:

$$S_c \geq \frac{V_p - r}{n - 1} \quad S_c = 19,99 \text{ cm}$$

**6φ12mm c/20**

### longitud de solape de la armadura de tracción del alzado,ls1:

longitud básica de anclaje:

$$l_{bl} = m * \phi^2 \neq \frac{f_{yk}}{200} * \phi$$

m\*φ2: 12 \*1,6 = 30,72 cm (m:tabla 40,2 NORMA ESPAÑOLA)

### calculo de la longitud de solapo:

Siendo:

- $\alpha = 1,4$  (coeficiente tabla 9;  $a < 10\phi$ ;  $> 50\%$  de barras solapadas trabajando a tracción)
- $A_s$ : armadura necesaria por cálculo.
- $A_{s,real}$ : armadura real de la pieza.

$$l_{s1} = \alpha * l_{bl} * \frac{A_s}{A_{s,real}} = 39,9 \text{ cm}$$

limitaciones, EHE. Art. 66.5.1 las cuales afectan a la longitud de solapo al omitir el calculo de la longitud neta de anclaje, y según las cuales , la longitud solapo no debe ser inferior a los tres valores siguientes:

$$\left. \begin{array}{l} - 10 \phi = 16 \text{ cm} \\ - 15 \text{ cm} \\ - 1/3 l_{bl} = 11,2 \text{ cm} \end{array} \right\} l_{s1} = 39,9 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm}$$

### 3.5.5. Diseño de la junta de dilatación

#### 3.5.5.1 Método empírico

El máximo cierre teórico de una junta en un edificio de entramado sometido a una variación de temperatura en grados centígrados:

$$\Delta_t = T_s - T_m$$

$$\Delta_t = 50 \text{ }^\circ\text{C}$$

Con una distancia L entre juntas viene dado por

$$C_t = (T_s - T_m)L * 1.1 * 10^{-5}$$

$$C_t = (50) * 20 * 1.1 * 10^{-5} = 0.011$$

Ancho entre juntas

$$a = k_1 * C_1$$

$$a = 2 * 0.011 = 0.0220m = 2.20 \text{ cm}$$

Adoptamos valor mínimo por norma  $a = 2.5 \text{ cm}$

#### 3.5.5.2 Método analítico

Nos da el mismo resultado que el método empírico ya que el coeficiente c es igual a uno lo que no produce ningún cambio.

## **3.6 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto**

### **3.6.1 Especificaciones técnicas**

Las especificaciones técnicas se las realizaron según el marco teórico las cuales se pueden ver a detalle en el Anexo A-4.

### **3.6.2 Precios unitarios**

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem se lo hizo como se definió en el marco teórico y se puede apreciarlo en el Anexo A-6.

### **3.6.3 Cómputos métricos**

Los cómputos métricos se realizaron según el marco teórico los cuales se pueden ver a detalle en el Anexo A-7.

### **3.6.4 Presupuesto general**

El presupuesto total de la obra se calculó, primeramente, realizando los cómputos métricos y obteniendo la cantidad de cada ítem; posteriormente, multiplicando el precio unitario de los diferentes ítems por la cantidad de cada ítem llegando a un presupuesto total de la obra de **7.040.285,08 Bs.**

### **3.6.5 Cronograma de ejecución**

El plan y cronograma de obras se lo hizo utilizando el método de barras Gantt colaborado por el programa (Microsoft Office Project 2007) y se lo hizo como se definió en el marco teórico y se puede apreciarlo en el Anexo A-7.

## CAPITULO IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 4.1 Conclusiones.-

Del presente proyecto “DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO MERCADO LA LOMA (MODULO III)”, se llegó a las siguientes conclusiones y recomendaciones.

- Se llegó a cumplir todos los objetivos de manera satisfactoria, para así dar solución al problema identificado.
- Del estudio topográfico realizado con el equipo estación total se pudo concluir que el terreno de emplazamiento se puede considerar plano con muy pocas variación de cotas, ya que el diseño está planteado sobre una construcción antigua por lo que el terreno se encuentra nivelado.
- El estudio de suelo se realizó a una profundidad de 4m, donde se obtuvo una capacidad portante del suelo de  $1.5 \text{ kg/cm}^2$ .
- Se vio conveniente incluir vigas de arriostre en las zapatas de medianería, ya que resulta más económico, tanto en excavación, hormigón y cuantía.
- El diseño estructural con el programa Cypecad dio valores más elevados que los del cálculo manual por lo que se retocó algunas armaduras y espaciamientos.
- Gracias al diseño elaborado concluyo que el programa Cypecad da una armadura mayorada en algunos elementos hasta un 10 % en relación al cálculo manual.

- Por mayor facilidad se vio conveniente trabajar el muro sótano independiente de la infraestructura, donde se tomó en consideración, tanto los esfuerzos transmitidos por las columnas como el de las losas casetonadas.
- Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado, deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden cocheras o espacios vicios.
- Debido a que la distancia entre el nivel de fundación de las zapatas y las cargas externas (peso del vehículo y losa maciza) es menor a un metro, se tuvo que considerar el efecto que produce dichas cargas en la estabilidad de la estructura (vuelco, deslizamiento y hundimiento).
- Se vio conveniente reducir la sección de la columna en el primer piso, ya que los esfuerzos se reducen por lo que resulta más económico.
- Se pudo observar que la cantidad de acero obtenida es elevada para los distintos elementos (losas, columnas, vigas, etc.). Pero este valor es razonable debido a que la sobrecarga para mercados es elevada ( $400 \text{ kg/m}^2$ ), además que las luces entre columna y columna son grandes.
- En el cronograma de ejecución se tomó en cuenta todos los días feriados de Bolivia.

## 4.2 Recomendaciones.-

- La introducción correcta de datos en cualquier programa que se esté utilizando es muy importante, por lo que se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender lo que pide el paquete computarizado.
- El estacionamiento ha sido calculado para vehículos de tráfico liviano por lo que se recomienda prohibir el ingreso de vehículos de tráfico pesado ya que afectaría a la estabilidad de las zapatas y los muros sótano.
- Para lograr la resistencia requerida en diseño, utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones.
- Se debe tener en cuenta la separación máxima entre las armaduras longitudinales de las columnas que no sobrepase los 15cm, ya que si sobrepasa esta distancia se deberá colocar un estribado adicional como se puede observar en los planos.
- Se recomienda realizar un nuevo estudio de suelos al momento de la ejecución del proyecto para confirmar el valor obtenido y de esa manera garantizar la funcionalidad, durabilidad y seguridad del edificio.
- Se recomienda uniformizar la disposición de armaduras en la losa casetonada ya que resulta más fácil constructivamente su colocado.
- Se recomienda modificar los espaciamientos de estribos en vigas y columnas, ya que el programa Cypecad suele colocar los espaciamientos que constructivamente es muy difícil su colocado.